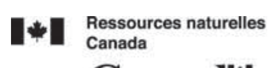
Guide technique sur la conception de **bâtiments à ossature légère en bois**



cecobois remercie Ressources naturelles Canada
et le ministère des Ressources naturelles
du Québec pour leur contribution
financière à la réalisation de ce guide.





Natural Resources
Canada

Canada

Photo de la page couverture : Holiday Inn Express & Suites de Saint-Hyacinthe

Avant-propos

Ce guide technique a pour but d'assister les ingénieurs et les architectes dans la conception de bâtiments à ossature légère. Depuis plusieurs années déjà, ce type de construction fait appel à plusieurs composantes structurales préfabriquées en usine, ce qui offre de nombreux avantages comme la qualité de la fabrication et la rapidité d'installation au chantier. Ce guide technique présente, entre autres, les avantages et les particularités de la construction à ossature légère, ainsi que les principes de conception et les normes de calcul utilisés. Il met aussi l'accent sur les détails de construction et les exigences concernant l'installation au chantier. Les calculs montrés dans ce guide technique sont basés sur la norme CSA O86-09.

Remerciements

Les conseillers techniques de cecobois remercient particulièrement les ingénieurs suivants pour leurs commentaires constructifs sur les divers aspects techniques du présent guide :

- Michel Lamontagne, ing., Bureau d'études Michel Lamontagne ;
- Mario Payeur, ing., M.Sc. et Kevin Below, ing., Ph.D., Douglas Consultants inc. ;
- Jacques Péloquin, ing., Structures Truss Experts ;
- Marc Asselin, ing., Structures R.B.R. Inc.

Nous remercions également les membres de l'Association québécoise des fabricants de structures en bois (AQFSB) pour les nombreuses photos et images qui illustrent ce guide.

Responsabilités du lecteur

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

1 Centre d’expertise sur la construction commerciale en bois

Le Centre d’expertise sur la construction commerciale en bois (cecobois) est un organisme à but non lucratif dont la mission est d’appuyer sans frais les promoteurs, les développeurs ainsi que les firmes d’ingénieurs et d’architectes en matière d’utilisation du bois dans les constructions non résidentielles au Québec.

cecobois est votre ressource première afin d’obtenir :

- des références sur les produits du bois, leurs propriétés et les fournisseurs ;
- des conseils techniques en matière de faisabilité d’utilisation du bois dans les projets commerciaux ;
- des renseignements et des services sur des solutions constructives en bois.

Vous êtes promoteur, ingénieur ou architecte ? cecobois peut vous renseigner sur :

- l’interprétation du Code du bâtiment ;
- la marche à suivre pour concevoir un bâtiment en bois ;
- les possibilités d’utilisation du bois en construction commerciale, industrielle ou institutionnelle ;
- les produits de structure, les bois d’apparence et les parements disponibles ;
- les propriétés mécaniques du bois et des bois d’ingénierie ;
- les outils et les manuels de calcul des structures disponibles ;
- les solutions constructives en bois appropriées ;
- les avantages du bois du point de vue des impacts environnementaux ;
- l’analyse du cycle de vie des matériaux, des bâtiments ou des systèmes de construction.

Visitez notre site Internet au www.cecobois.com afin d’obtenir une vaste gamme de renseignements sur la construction non résidentielle en bois, des nouvelles, des fiches techniques et des outils de conception en ligne (figure 1).



FIGURE 1 • www.cecobois.com

2 Généralités

2.1 Avantages environnementaux de la construction en bois

Dans un monde sensibilisé à l'environnement, le bois est un matériau de premier choix. Il a beaucoup à offrir pour améliorer la performance environnementale globale des bâtiments. L'utilisation du bois permet de réduire l'empreinte environnementale en matière notamment de consommation d'énergie, d'utilisation des ressources ainsi que de pollution de l'eau et de l'air.

Toutes les activités humaines ont des répercussions sur notre environnement immédiat et il est pratiquement impossible de construire un bâtiment n'ayant aucun impact écologique. Les concepteurs et les constructeurs de bâtiments sont cependant de plus en plus conscients de l'importance de leurs choix pour réduire l'empreinte environnementale des bâtiments sur le monde qui nous entoure. C'est pourquoi ces décideurs adoptent majoritairement des concepts de «construction écologique» et optent pour des solutions visant à réduire la consommation d'énergie, à favoriser l'utilisation de matériaux renouvelables et à limiter la pollution causée par la fabrication des différents produits.

L'analyse du cycle de vie quantifie, à l'aide d'une méthode reconnue scientifiquement, les impacts d'un produit, d'un procédé ou d'une activité sur l'environnement au cours de sa vie. Elle considère l'ensemble des étapes allant de l'extraction des matériaux, de la transformation, du transport, de l'installation, de l'utilisation et de l'entretien jusqu'à l'élimination finale ou la réutilisation (**figure 2**). L'analyse du cycle de vie des matériaux est un outil précieux pour quantifier le caractère écologique des projets de construction et soutenir les systèmes de certification environnementale des bâtiments.

L'évaluation de l'ensemble des impacts qu'ont les bâtiments sur l'environnement est une tâche complexe et un défi de taille. L'institut ATHENA a mis au point un outil permettant de calculer les impacts directs sur l'environnement de différentes techniques de construction. Le logiciel ATHENA Impact Estimator (ATHENA™) est un instrument d'évaluation environnementale basé sur l'analyse du cycle de vie qui s'adresse principalement aux professionnels de la construction.

Une récente étude réalisée par cecobois, a permis de comparer le potentiel de réchauffement climatique d'une poutre en bois d'ingénierie de 7,3 m de portée supportant une charge non pondérée de 14,4 kN/m. Dans la **figure 3**, l'équivalent d'émission de CO_2 représente le potentiel de réchauffement climatique obtenu lors de l'analyse du cycle de vie à l'aide du

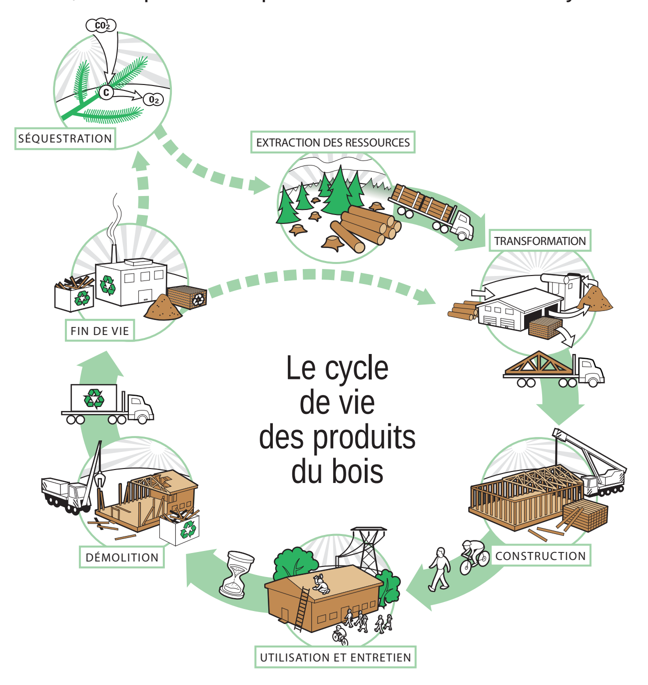


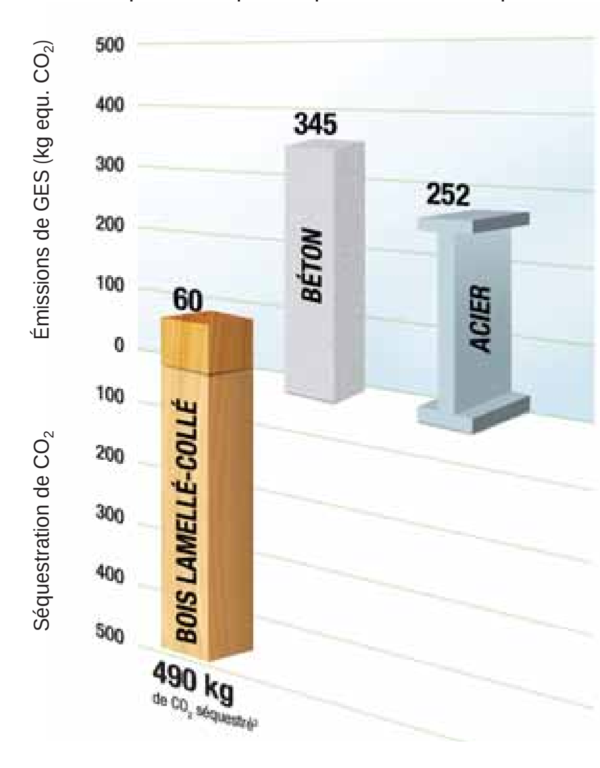
FIGURE 2 • Cycle de vie des matériaux de construction

logiciel ATHENA™. Cette étude démontre que la poutre en bois d'ingénierie émet près de 6 fois moins de GES que celle en béton et environ 4 fois moins que celle en acier.

Le procédé de fabrication du bois de construction requiert en effet moins d'énergie et est beaucoup moins polluant que celui d'autres matériaux ayant davantage d'impacts sur l'environnement. De plus, l'arbre séquestrant du CO_2 dans le bois au cours de sa croissance, son bilan carbone total peut être considéré comme positif.

L'utilisation du bois en construction contribue aussi à l'efficacité énergétique du bâtiment, car sa faible conductivité thermique permet de réduire efficacement les ponts thermiques causés par la structure.

Respectueux de l'environnement, les éléments en bois d'ingénierie permettent une meilleure utilisation de la ressource en employant des arbres de plus petits diamètres pour fabriquer un produit de haute qualité.



1. Émissions de GES, calculées lors d'une analyse du cycle de vie à l'aide du logiciel ATHENA™ v 4.1.11
2. Estimé en fonction de la composition du bois pour une masse volumique de 500 kg/m³

FIGURE 3 • Données comparatives du cycle de vie d'un bâtiment commercial

2.2 Avantages de la construction à ossature légère en bois

La construction à ossature légère en bois est solidement implantée au Québec depuis de nombreuses années. La construction de type claire-voie a graduellement laissé sa place au système de charpente à plate-forme (figure 4). Le système de charpente à plate-forme est devenu populaire en raison de sa simplicité et de sa facilité de montage.

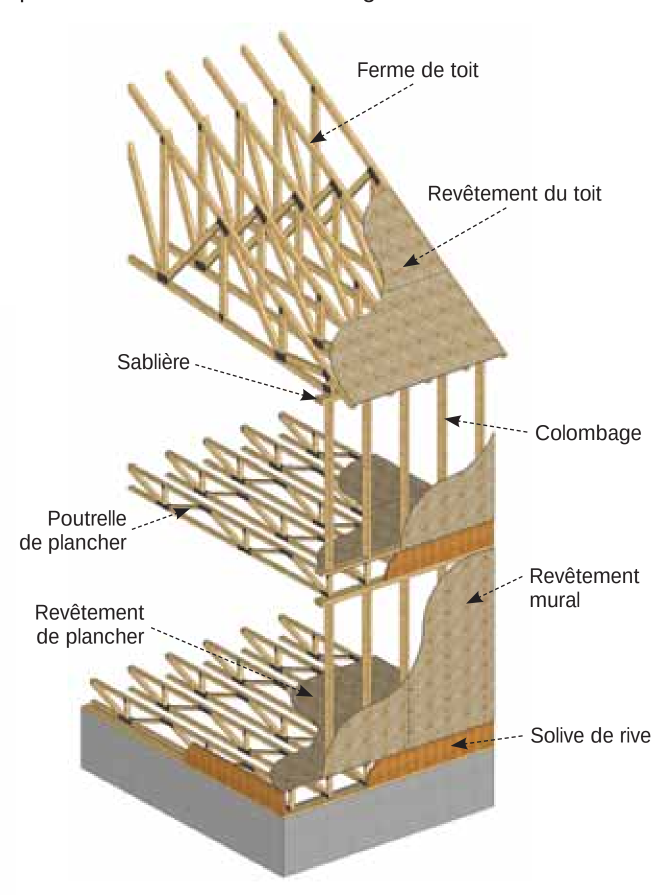


FIGURE 4 • Système de construction à plate-forme

Au fil des ans, différents produits en bois d'ingénierie sont apparus sur le marché comme les fermes de toit et les poutrelles de plancher préfabriquées, les panneaux de bois (contreplaqué et OSB), ainsi que les poutres et colonnes en bois de charpente composite (LVL, PSL, LSL). Ces nouveaux produits ont ainsi contribué à accroître la performance du système de construction à ossature légère.

Un des avantages du système de charpente à plate-forme est qu'il se prête très bien à la préfabrication en usine. On pense évidemment aux structures des toits et planchers avec les fermes et les poutrelles qui permettent de réaliser des structures complexes de toutes formes, économiques et avec de grandes portées, qui offrent au concepteur beaucoup de flexibilité. La préfabrication des systèmes de fermes de toit et de poutrelles de plancher en usine permet également de gagner beaucoup de temps de chantier. Pour améliorer davantage l'efficacité au chantier, sont apparus plus récemment les murs à colombages (montants) préfabriqués en usine. Actuellement, il existe près de 40 fabricants de murs préfabriqués au Québec.

Performance structurale

Malgré l'appellation d'ossature légère, ce type de construction est très résistant et efficace. La **figure 5** illustre des fermes de toit de 24,4 m (80 pi) de portée sur des murs à colombages (montants) de 4,88 m (16 pi). Lorsque les charges l'imposent, il est possible d'utiliser du bois classé mécaniquement (MSR).



FIGURE 5 • Fermes de 24,4 m de portée
(Photo : Structures Ultratec)

Économie

De par son efficacité structurale, en utilisant des pièces de bois de dimension couramment disponibles, et grâce à son installation facile et rapide au chantier, l'ossature légère représente une solution des plus économiques. On peut fabriquer en usine des murs de 4,88 m (16 pi) de hauteur pourvu qu'ils ne dépassent pas 3,66 m (12 pi) de largeur. On peut également fabriquer des murs de 2,44 m (8 pi) à 3,66 m (12 pi) de hauteur et jusqu'à 12,2 m (40 pi) de longueur en une seule pièce. (**figure 6**)



FIGURE 6 • Murs préfabriqués
(Photo : La Charpenterie Inc.)

Légèreté

Comme son nom l'indique, un avantage important de l'ossature légère est sa légèreté. Ceci implique alors moins de charge aux fondations. Également, les charges sismiques se trouvent à être réduites. (**figure 7**)



FIGURE 7 • Légèreté des structures à ossature
(Photo : cecobois, Hôtel Super 8 de Trois-Rivières)

Préfabrication en usine

Avec des équipements de haute technologie, la fabrication en usine assure un produit de qualité uniforme, avec un niveau de précision accru, et ce, dans de courts délais. (**figure 8**).

La préfabrication en usine accélère également l'érection du bâtiment au chantier.

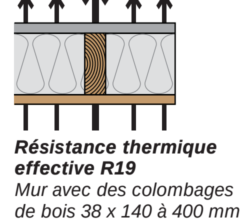


FIGURE 8 • Table d'assemblage de fermes
(Photo : Structures St-Joseph Ltée)

Écologique

Respectueux de l'environnement, le bois de charpente est le seul matériau de construction renouvelable. Il séquestre le carbone emmagasiné durant sa croissance.

L'utilisation de colombages en bois dans les murs réduit les ponts thermiques et procure une plus grande résistance thermique que les colombages (montants) d'acier. (**figure 9**).



Résistance thermique effective R19
Mur avec des colombages de bois 38 x 140 à 400 mm

Résistance thermique effective R11
Mur avec des colombages d'acier 41 x 152 à 400 mm

FIGURE 9 • Comparaison de la résistance thermique entre des colombages de bois et d'acier

Vaste réseau de fabricants

Au Québec, on peut compter sur un vaste réseau de fabricants de composantes pour la construction à ossature légère (environ 60 fabricants de fermes de toit et de poutrelles de plancher, et environ 40 fabricants de murs) (**figure 10**)



FIGURE 10 • Logo de l'AQFSB

3 Description des composantes

3.1 Les matériaux de base

Les principales composantes d'une structure à ossature légère (fermes, poutrelles, murs) sont généralement faites de bois de dimension de 38 x 64 à 38 x 235 (2 x 3 à 2 x 10), de classement visuel (n° 2 et meilleur) ou de classement mécanique (bois MSR, *Machine Stress Rated*). La dimension du bois classé mécaniquement (MSR) varie généralement de 38 x 64 à 38 x 184 mm (2 x 3 à 2 x 8). Le bois É-P-S (Épinette - Pin - Sapin) est le groupe d'essences utilisé au Québec. Pour les estampilles, on utilise plutôt le sigle anglais SPF (*Spruce – Pine - Fir*).

Les capacités structurales des colombages sont établies à partir des équations de la norme CSA O86-09 (CSA, 2009). Le bois utilisé pour la fabrication des murs doit être classé selon les règles de classification de la Commission nationale de classification des sciages (National Lumber Grade Authority, NLGA, 2012) et doit porter l'estampille de classification certifiée par le NLGA (**figure 11**).

Du bois de charpente composite (LVL, PSL, LSL) de même que du bois lamellé-collé (BLC) sont souvent intégrés dans la construction à ossature légère pour plusieurs éléments tels que les poutres, linteaux et colonnes. Ces produits ont des résistances structurales beaucoup plus élevées que les éléments traditionnels en bois de sciage. Dans bien des cas, ces produits peuvent remplacer des éléments d'acier tout en s'intégrant parfaitement à la structure de bois en procurant des surfaces de clouage et de boulonnage aux assemblages traditionnels et en diminuant les ponts thermiques. Également, ils sont plus stables dimensionnellement du fait qu'ils sont fabriqués avec une faible teneur en humidité (maximum de 15 % pour le BLC et d'environ 8 % pour les bois de charpente composite). Il s'agit généralement de produits propriétaires. Vous retrouverez sur le site internet de cecobois (www.cecobois.com), à la section Manuels et publications, un tableau des principaux produits offerts sur le marché avec un lien vers leurs fiches techniques.

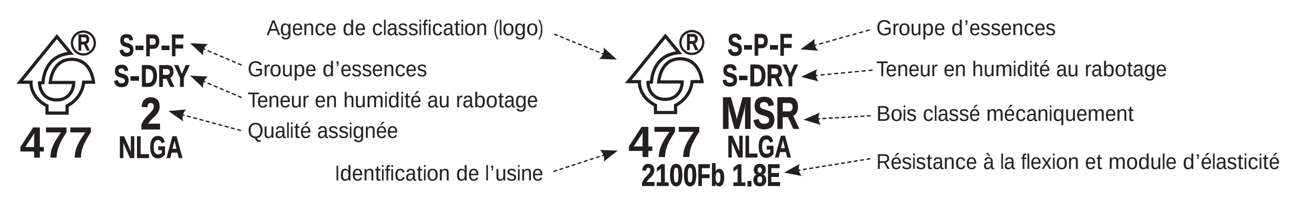


FIGURE 11 • Exemples d'estampilles de classification du bois

3.2 Les fermes de toit

Consulter le *Guide technique sur les fermes de toit légères pour la construction commerciale* de cecobois pour toute information technique sur ce produit, disponible sur le site internet de cecobois dans la section Guides et fiches techniques.

3.3 Les poutrelles de plancher

Consulter le *Guide technique sur les poutrelles en I pour la construction commerciale* et le *Guide technique sur les poutrelles ajourées pour la construction commerciale* de cecobois pour toute information technique sur ces produits. Ces guides sont disponibles sur le site internet de cecobois à la section Guides et fiches techniques.

3.4 Les poutres et colonnes

Consulter le *Guide technique sur la conception de poutres et colonnes en gros bois* et le *Guide de bonnes pratiques pour la construction commerciale en gros bois d'œuvre ou d'ingénierie* de cecobois pour toute information technique sur ces produits. Ces guides sont disponibles sur le site internet de cecobois à la section Guides et fiches techniques.

3.5 Les murs

La figure 12 illustre les principales composantes d'un mur.

3.5.1 Éléments d'ossature

Les éléments d'ossature d'un mur doivent être conçus pour reprendre les charges gravitaires et de vent normal au mur (murs extérieurs). Ils servent aussi de fond de clouage pour le revêtement qui résiste aux charges latérales (vent et séisme) en agissant comme mur de refend.

3.5.2 Colombages

Les dimensions des colombages varient généralement de 38 x 89 à 38 x 184 mm (2 x 4 à 2 x 8). On utilise parfois du bois de plus grande dimension tel que 38 x 235 mm et 38 x 286 mm (2 x 10 et 2 x 12) pour des charges très élevées ou pour obtenir une meilleure isolation du mur. Le bois utilisé est classé visuellement (colombage ou nº 2 par exemple) ou mécaniquement (MSR 1650F_b-1.5E à 2400F_b-2.0E) et d'une longueur allant jusqu'à 4,88 m (16 pi). Il est toutefois possible d'obtenir du bois de sciage jusqu'à 6,1 m (20 pi) en commande spéciale.

Pour des murs de plus grande hauteur, du bois de sciage jointé ou du bois de charpente composite (LSL ou LVL) peut être utilisé. Le document suivant intitulé « Tall Walls Workbook » est publié par le Conseil canadien du bois et fournit de l'information à ce sujet : http://www.cwc.ca/documents/workbooks/TallWalls07-E.pdf

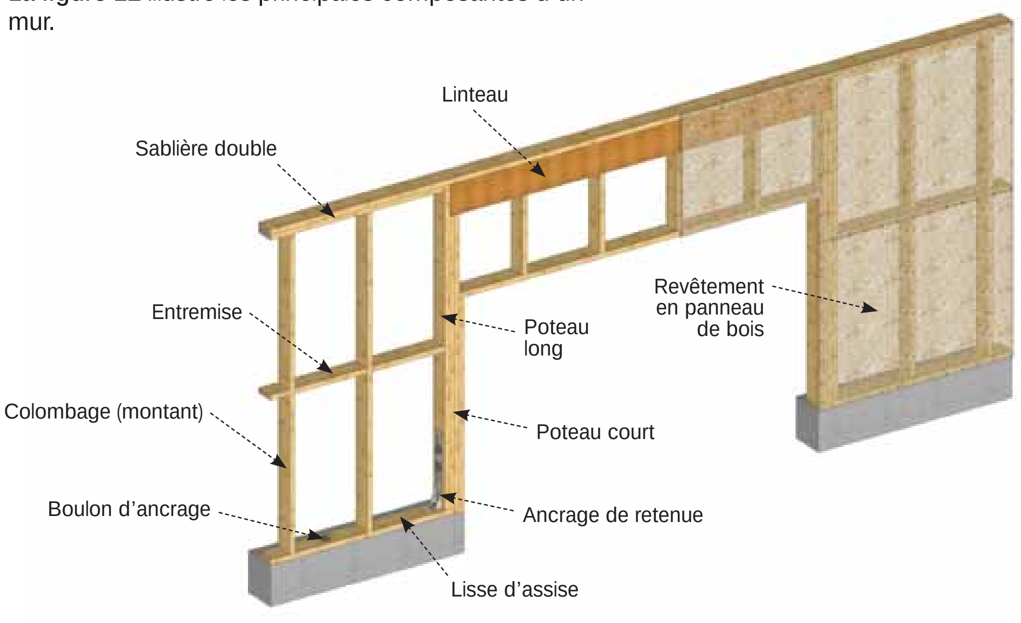


FIGURE 12 • Principaux éléments constituant un mur à colombages en bois

3.5.3 Lisses et sablières

On utilise habituellement le même matériau pour les lisses et sablières que pour les colombages, soit le groupe d'essences SPF de classes colombage ou n° 2, sec. Le contrôle de la teneur en humidité des lisses et sablières est particulièrement important puisque le retrait dans les murs est causé en grande partie par le retrait dans les lisses et sablières. Pour des bâtiments multi-étagés, on utilise parfois des lisses et sablières en bois d'ingénierie tel que le LSL, LVL ou PSL. Certains fabricants de ces bois d'ingénierie offrent d'ailleurs des dimensions correspondant aux dimensions des colombages. De plus, leur teneur en humidité à la fabrication se situe autour de 8% ce qui réduit considérablement l'effet du retrait en service.

On peut également utiliser du bois classé mécaniquement (MSR) pour des résistances mécaniques supérieures au bois classé visuellement. Par exemple, un 2x6 MSR 2100, par rapport au 2x6 N° 2, offre une résistance supérieure de 84 % en flexion, 31 % en rigidité et 23 % en compression perpendiculaire au fil. De plus, il est possible d'obtenir ce type de bois avec une teneur en humidité de 15 %.

3.5.4 Ouvertures dans les murs

Autour des ouvertures (portes et fenêtres), on utilise des poteaux et un linteau pour supporter les charges gravitaires et les charges de vent. Les poteaux de part et d'autre des ouvertures se composent habituellement des colombages jumelés. Pour le linteau, selon la portée et les charges à supporter, on choisira des éléments composés ou pleins en bois de sciage, en bois de charpente composite ou en bois lamellé-collé.

4 Contreventement

4.1 Généralités

Charges latérales appliquées parallèlement aux fermes. On utilise les murs de refend d'extrémité et les diaphragmes de toit et de plafond pour résister aux charges latérales dues au vent et aux forces sismiques. Dans le cas d'un bâtiment simple comme celui illustré à la **figure 13**, les murs face au vent transmettent la moitié de la charge totale de vent à la fondation. L'autre moitié est transmise au diaphragme du toit et/ou du plafond qui agit comme une poutre horizontale. Ce diaphragme transmet la charge aux murs de refend d'extrémité qui la retransmettent ensuite aux fondations par cisaillement.

Charges latérales appliquées perpendiculairement aux fermes. La même technique décrite pour les charges appliquées parallèlement aux fermes sert aussi au calcul lorsque les charges latérales sont appliquées perpendiculairement (**figure 14**). En l'absence de diaphragme de plafond, des contreventements additionnels dans les fermes seront requis pour transférer les charges du dessus du mur face au vent vers le diaphragme du toit. Ces contreventements seront également requis lorsque le diaphragme sera situé au niveau du plafond pour le transfert des charges latérales en provenance du toit dues au vent et aux forces sismiques. Par la suite, ces efforts seront retransmis du diaphragme vers les murs de refend.

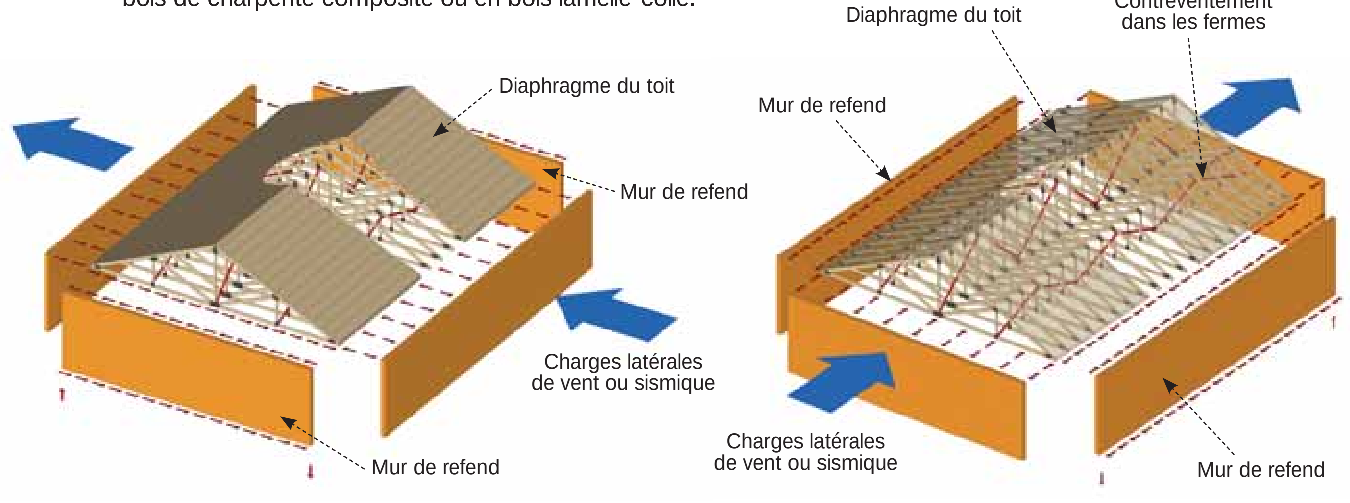


FIGURE 13 • Charges latérales appliquées parallèlement aux fermes

FIGURE 14 • Charges latérales appliquées perpendiculairement aux fermes

4.2 Diaphragmes et murs de refend

Panneaux de contreplaqué et d'OSB. Pour résister aux charges latérales de vent et de séisme, la construction à ossature légère fait appel aux systèmes de diaphragmes et de murs de refend. Pour réaliser efficacement ces diaphragmes et murs de refend, on utilise des panneaux de contreplaqué ou d'OSB cloués aux éléments d'ossature (figure 15 et 16), soit aux colombages dans le cas des murs de refend, soit aux fermes de toit ou aux poutrelles de plancher pour les diaphragmes (voir sous-section 6.3.4).

Panneaux de gypse. Dans le cas des murs de refend, la norme de calcul CSA O86 donne également une résistance structurale aux panneaux de gypse pourvu qu'ils soient utilisés en combinaison avec les panneaux de bois. La norme CSA O86 établit les résistances en cisaillement des murs revêtus de panneaux de bois et de gypse selon leur épaisseur et le type d'attaches utilisées. Pour le calcul sismique, le CNB établit le coefficient de ductilité (R_d) égal à 3,0 et le coefficient de sur-résistance (R_o) à 1,7 pour les murs à colombages revêtus de panneaux de bois uniquement. Lorsque les panneaux de gypse sont utilisés conjointement avec les panneaux de bois pour résister aux efforts sismiques, on doit utiliser R_d = 2,0 et R_o = 1,7.

Panneaux de fibres. D'autres panneaux comme les panneaux de fibres de bois sont permis pour des usages de petits bâtiments en accord avec la partie 9 du CNB seulement. Étant donné que leur résistance n'est pas établie à des fins de calcul, ces panneaux ne sont pas couverts par le présent guide qui s'appuie sur les calculs selon la partie 4 du CNB et la norme CSA O86.

Entremises. Le revêtement de mur procure également le support latéral au colombage dans son axe faible pour empêcher le flambage tel que spécifié à l'article 5.5.6.5 de la norme CSA O86. Par conséquent, lorsque le mur est revêtu de panneaux structuraux en bois, l'ajout d'entremises entre les colombages n'augmente pas leur résistance en compression de fil. Cependant, l'ajout d'entremises aura un effet significatif sur la résistance en cisaillement du mur de refend. Ces entremises doivent toutefois être positionnées vis-à-vis des joints des panneaux de revêtement de façon à procurer un clouage sur tout le périmètre de chaque panneau de revêtement de mur (contreplaqué ou OSB).





FIGURE 15 • Revêtement de mur avec panneaux OSB et détail d'entremises

Diaphragmes. Lorsqu'il est installé au toit et au plancher, le revêtement en panneaux de bois permet d'obtenir un excellent diaphragme pour assurer la stabilité structurale du bâtiment. De plus, ce revêtement procure le support latéral adéquat de la membrure supérieure comprimée des fermes de toit et des poutrelles de plancher.



FIGURE 16 • Revêtement de toit avec panneaux de contreplaqué (Photo : cecobois, Station-service Ultramar, Mascouche)

4.3 Systèmes d'attache et ancrages

Les systèmes d'attaches et les ancrages jouent un rôle très important dans toutes les structures de bâtiment. Ils sont d'autant plus importants dans un système de construction à ossature légère puisqu'ils assurent la connexion entre les différentes composantes structurales. Étant donné que ce système fait appel à plusieurs composantes préfabriquées (fermes, murs, poutrelles), le concepteur du bâtiment devra concevoir les différentes attaches entre ces composantes de façon à assurer l'intégrité structurale de l'ensemble du bâtiment. (Voir à la section 6.1, Rôle et responsabilités des concepteurs). Les bâtiments et leurs composantes doivent être ancrés pour résister aux efforts de soulèvement, de glissement et de renversement (figure 17).





FIGURE 17 • Effets des charges latérales sur les bâtiments

Partie 9 vs partie 4 du CNB. La partie 9 du Code national du bâtiment du Canada (CNB) fournit des directives concernant l'ancrage des fermes de toit, des solives de plancher et des murs. Par exemple, le tableau 9.23.3.4 du CNB indique que les fermes de toit doivent être fixées à la sablière à l'aide d'au moins 3 clous en biais de 82 mm de longueur. De même, l'article 9.23.6.1 du CNB exige des boulons d'ancrage d'au moins 12,7 mm de diamètre espacés d'au plus 2,4 m. Il s'agit toutefois d'exigences minimales basées sur une approche empirique de la partie 9 du CNB (*Maisons et petits bâtiments*). Par contre, l'édition 2010 du CNB exige des ancrages additionnels pour les bâtiments admissibles à la partie 9 du CNB et situés dans des zones de pressions horaires ou sismiques élevées. Pour les bâtiments conformes à la partie 4 du CNB, les détails d'ancrage de toutes les composantes doivent être établis selon les forces en cause et les résistances calculées selon la norme CSA O86, *Règles de calcul des charpentes en bois*.

Types d'attaches. Les connecteurs et attaches les plus couramment utilisés sont les clous, les boulons, les vis et les tire-fond. Il existe également un vaste choix d'étriers et d'autres accessoires spécialisés pour une variété d'applications qui faciliteront le travail du concepteur et du constructeur.

4.3.1 Les clous

Les clous sont les connecteurs les plus utilisés en ossature légère. Au fil des ans, les clous traditionnels, installés manuellement à l'aide d'un marteau, ont cédé graduellement leur place aux clous à pistolet pneumatique. La gamme de pistolets et de clous s'est grandement diversifiée de façon à offrir des produits adaptés à toutes sortes de situations. Il est à noter que les clous à pistolet pneumatique ont généralement un diamètre inférieur au diamètre des clous ordinaires. Étant donné que les tableaux de résistances fournis dans les normes de calcul sont basés sur des clous ordinaires, le concepteur doit apporter un ajustement de la résistance en fonction du diamètre réel du clou utilisé, comme stipulé à l'annexe A.9.5.1 de la norme CSA O86-09.

Résistance du mur de refend (et du diaphragme) avec clous à pistolet pneumatique = résistance du mur de refend (et du diaphragme) avec clous ordinaires x J_n

$J_n = (d_{spécial} / d_{ordinaire})^2$

$d_{ordinaire}$ = diamètre du clou ordinaire tel qu'indiqué aux tableaux 9.5.1A et 9.5.2 de la norme CSA O86-09

$d_{spécial}$ = diamètre du clou à pistolet pneumatique en respectant les limites suivantes :

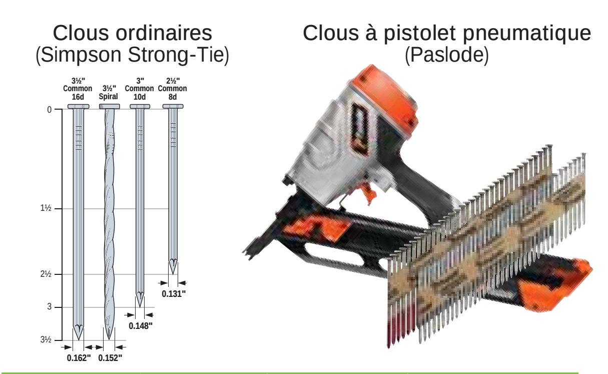
$d_{spécial} < d_{ordinaire}$, mais $d_{spécial} \geq 80\,\%\ d_{ordinaire}$

De plus, la limite élastique des clous à pistolet pneumatique doit être d'au moins :

660 MPa pour les clous dont le diamètre varie entre 2,34 mm et 2,84 mm

635 MPa pour les clous dont le diamètre varie entre 2,64 mm et 3,25 mm

615 MPa pour les clous dont le diamètre varie entre 2,95 mm et 3,66 mm



Type de clou	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Coefficient (J_n) de réduction
Ordinaire (8d)	63,5 (2½ po)	3,25 (0,131 po)	1,00
Pneumatique	63,5 (2½ po)	3,05 (0,120 po)	0,88

TABLEAU 1 • Exemple de coefficient de réduction de la résistance latérale des clous

On trouve également auprès des compagnies spécialisées en connecteurs des clous spéciaux pour des applications particulières, comme les clous pour étriers métalliques. On y retrouve des clous lisses, spiralés ou annelés de différentes longueurs et de différents diamètres.

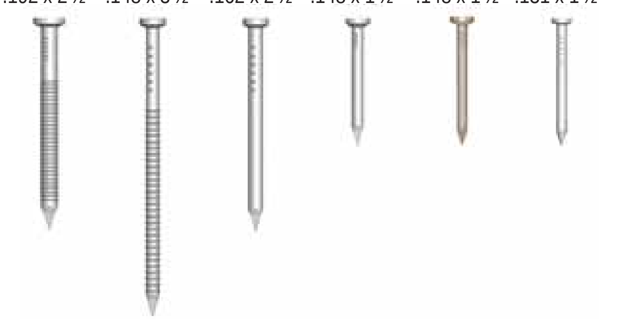


FIGURE 18 • Clous spéciaux (USP Connectors de MiTek)

4.3.2 Boulons, tire-fond et vis

Les autres connecteurs utilisés en ossature légère sont les boulons, les tire-fond et les vis (figure 19). L'édition 2009 de la norme CSA O86 fournit d'ailleurs des résistances pour les vis à bois de calibre 6 à 12. La résistance latérale d'une vis est comparable à celle d'un clou de même diamètre. Cependant, sa résistance à l'arrachement est de beaucoup supérieure à celle d'un clou. L'utilisation de vis peut être intéressante pour résister à des forces de soulèvement dues au vent par exemple (figure 20). Il est à noter que l'usage de clous et de vis pour résister à des forces d'arrachement n'est permis que pour les charges de vent et sismiques (charges de courte durée).



FIGURE 19 • Boulons, tire-fond et vis à bois (Photos : Getty Images)

Résistance pondérée à l'arrachement de 3 clous ordinaires obliques de 82 mm de longueur (calibre nº 9) (bois séché et charge de courte durée)	0,68 kN (153 lb)
Résistance pondérée à l'arrachement de 3 vis à bois obliques de 76 mm de longueur (calibre nº 8) (bois séché et charge de courte durée)	2,25 kN (505 lb)

Tout comme pour les clous, les compagnies spécialisées en connecteurs métalliques offrent des vis auto-taraudeuses de haute performance (figure 21). Ces vis spéciales peuvent être utilisées pour plusieurs applications telles que l'assemblage de fermes maîtresses multi-plis, d'étriers et d'ancrages de retenue, ainsi que pour des détails de réparation à réaliser au chantier.

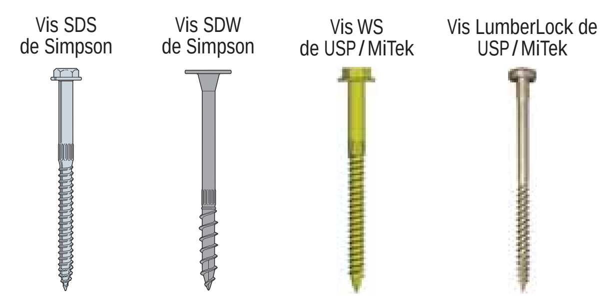


FIGURE 21 • Vis à bois auto-taraudeuses

4.3.3 Étriers

La construction à ossature légère peut également compter sur une gamme élaborée d'étriers spécialisés offerts par plusieurs compagnies (voir la sous-section 4.3.8 de ce guide) qui fournissent des solutions pour toutes sortes d'applications. Ces connecteurs facilitent énormément le travail des concepteurs puisque les résistances mécaniques sont déjà établies sous forme de tableaux dans un catalogue en conformité avec les normes canadiennes et américaines. Il est facile de se les procurer auprès des fabricants de fermes, de poutrelles et de murs. En voici quelques exemples (figure 22) :

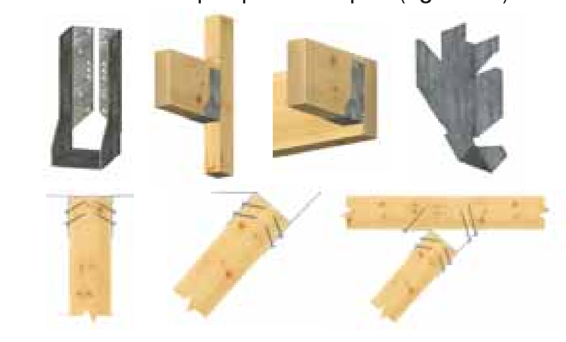


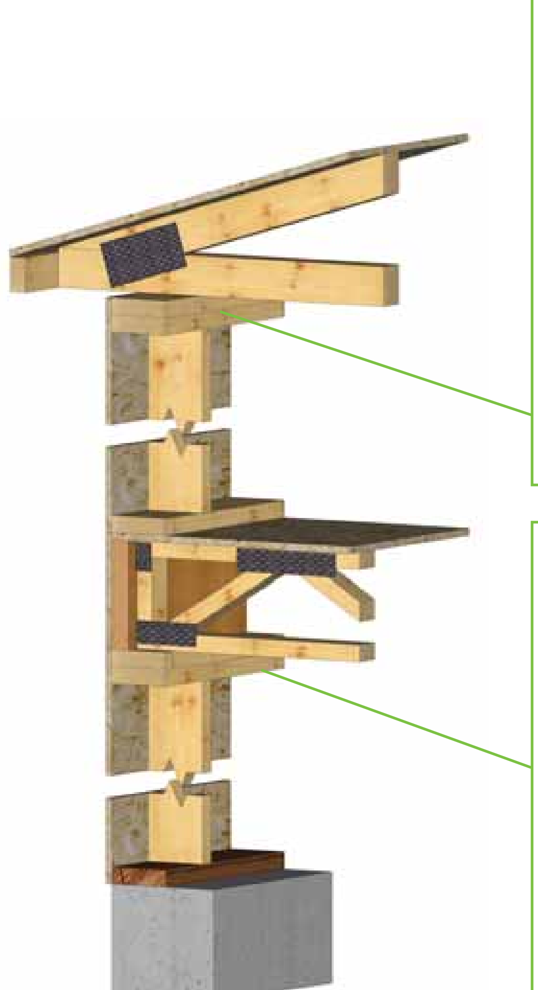
FIGURE 22 • Exemples d'étriers spécialisés

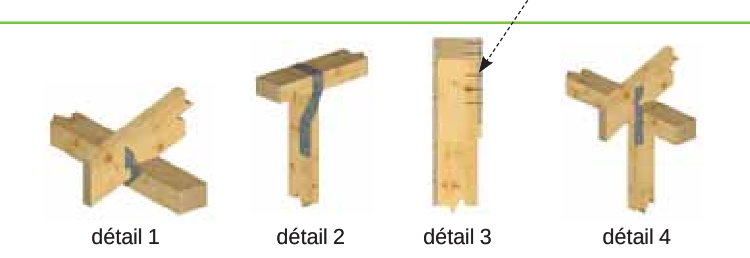


FIGURE 20 • Ancrage d'une ferme avec des clous ou des vis

4.3.4 Ancrages

En plus d'avoir à supporter les charges de gravité, une structure doit pouvoir résister aux charges latérales dues au vent et aux séismes qui ont pour effet de créer des efforts de soulèvement, de glissement et de renversement sur le bâtiment. Il faut donc s'assurer du transfert de ces efforts du toit jusqu'aux fondations. La **figure 23** et la **figure 24** représentent des exemples d'ancrage des différentes composantes. Comme dans le cas des étriers, il existe une vaste gamme d'ancrages offerts sur le marché dont le choix dépendra des forces à transférer et d'autres aspects comme, par exemple, s'il s'agit de murs préfabriqués à l'usine ou construits au chantier.

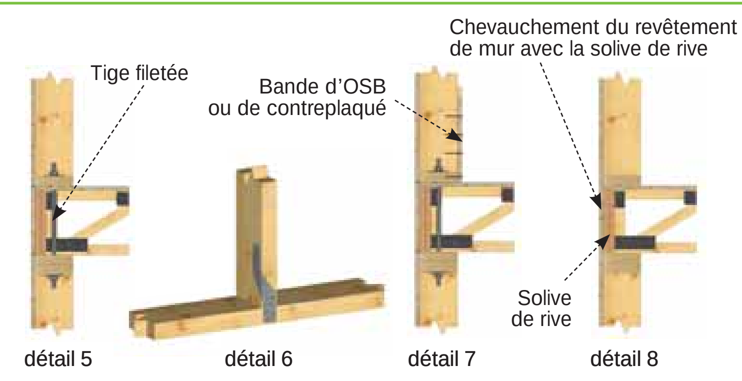




Ancrage de la ferme au mur

Option 1: Ancrer la ferme à la sablière du mur (**détail 1**). Par la suite la sablière doit être ancrée aux colombages du mur soit par un ancrage mécanique (**détail 2**) ou par l'intermédiaire du revêtement de mur. Cependant, si le mur agit déjà comme mur de refend, il faut réduire sa résistance pondérée en cisaillement afin de tenir compte de l'effet des charges combinées sur le clouage du revêtement (voir **sous-section 6.5.2 Murs de refend**). On peut aussi fixer la sablière aux colombages à l'aide d'une bande d'OSB ou de contreplaqué installée du côté intérieur du mur (**détail 3**).

Option 2: Ancrer la ferme aux colombages à l'aide d'un ancrage mécanique (**détail 4**)



Ancrage du mur au plancher

Option 1: Utiliser des tiges filetées de façon à réunir la lisse basse du mur supérieur à la sablière du mur inférieur (**détail 5**). Par la suite il faut ancrer les colombages de murs à la lisse basse. On peut utiliser un ancrage mécanique (**détail 6**) ou utiliser le revêtement extérieur du mur mais il faudra réduire la résistance en cisaillement du mur de refend tel que mentionné plus haut. On peut aussi fixer les colombages du mur à la lisse basse (simple ou double) à l'aide d'une bande d'OSB ou de contreplaqué du côté intérieur du mur (**détail 7**).

Option 2: On peut aussi assurer la liaison entre le mur supérieur et le mur inférieur en prolongeant le revêtement de mur extérieur de façon à ce qu'il chevauche la solive de rive (**détail 8**). Par contre, ce détail n'est généralement pas possible pour des murs préfabriqués en usine. Aussi, il faudra réduire la résistance en cisaillement du mur de refend tel que mentionné plus haut.

FIGURE 23 • Exemple de détails d'ancrage des fermes de toit et de plancher

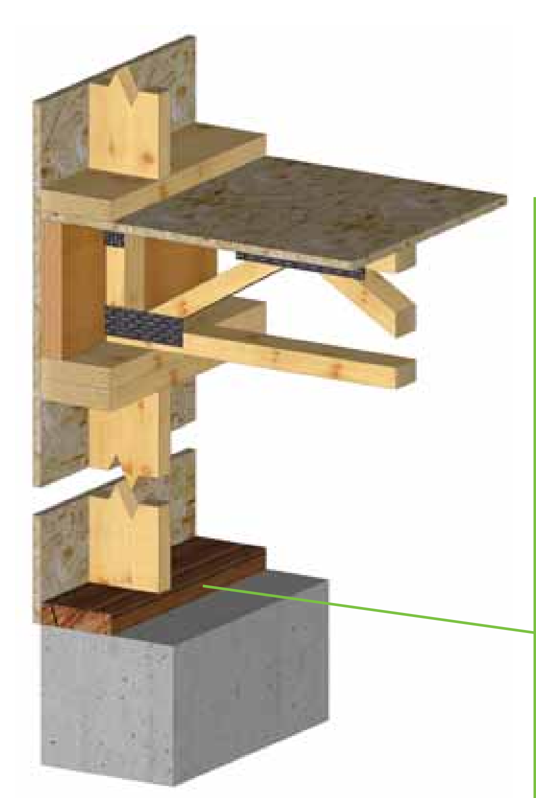
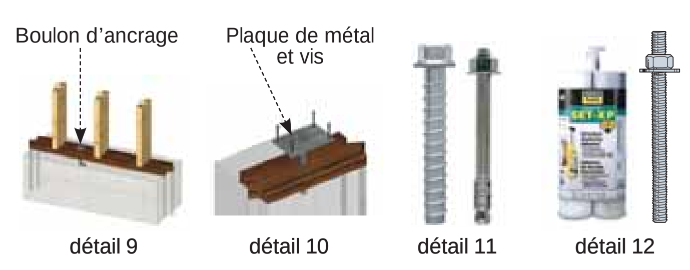


FIGURE 24 • Exemple de détails d'ancrage à la fondation



Ancrage du mur à la fondation

(Photos : Simson Strong-Tie)

Option 1 : La façon classique d'ancrer un mur à la fondation est d'utiliser des boulons d'ancrage (détail 9). La pose de boulons d'ancrage au moment de la mise en place du béton demande une grande précision, en particulier lorsqu'on utilise des murs préfabriqués. Il ne faut pas que les trous dans la lisse basse soient surdimensionnés par rapport au diamètre des boulons. Si cette directive n'est pas respectée, il est possible toutefois de corriger la situation par l'ajout d'une plaque de renfort et des vis (détail 10).

Option 2 : Comme solution de rechange aux boulons d'ancrage conventionnels, on peut faire appel à d'autres modes de fixations comme les ancrages de type mécanique ou « Lock Bolt » (détail 11) ou de type chimique (détail 12) et qui peuvent s'installer après la cure du béton.

4.3.5 Ancrage des murs préfabriqués à la fondation

On utilise de plus en plus de murs préfabriqués en usine dans la construction à ossature légère et on peut compter sur un vaste réseau de fabricants au Québec. La méthode la plus fréquente pour installer des murs préfabriqués est de fixer au préalable une lisse au sol qui servira de guide (figure 25). Il faut cependant porter attention à la façon de fixer cette première lisse au sol. Par exemple, si on la fixe à l'aide de boulons d'ancrage conventionnels, les écrous des boulons pourraient gêner la pose du mur préfabriqué sur cette lisse. Il ne faut pas serrer les boulons au point d'enfoncer les écrous dans la lisse car cela brisera les fibres du bois et affectera leur résistance d'ancrage (figure 26).





FIGURE 25 • Installation de murs préfabriqués (Photo : Structures Ultratec)



FIGURE 26 • Boulon d'ancrage trop enfoncé dans la lisse

Une solution possible pour que les écrous des boulons d'ancrage ne gênent pas l'installation du mur préfabriqué serait d'installer une cale faite d'une bande de contreplaqué ou d'OSB. Pour fixer le mur à la lisse au sol, on peut alors installer une bande de contreplaqué du côté intérieur du mur qui réunira à la fois les 2 lisses et les colombages du mur (**figure 27**).

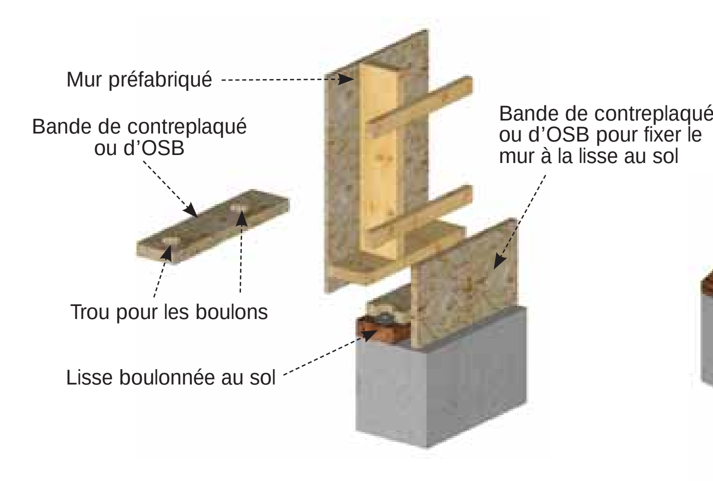


FIGURE 27 • Détail d'attache d'un mur préfabriqué à une lisse boulonnée au sol au préalable

Bande de contreplaqué ou d'OSB pour fixer le mur à la lisse au sol

FIGURE 28 • Détail d'attache d'un mur préfabriqué ancré à travers une lisse déjà au sol.

Une autre technique consiste à fixer directement le mur préfabriqué au sol avec des ancrages de type « mécanique » ou de type « chimique » tel que mentionné à la page précédente (**détails 11 et 12**). Pour ce faire, on peut soit installer une lisse au sol que l'on fixe provisoirement avec des clous et sur laquelle on installera le mur, soit installer le mur directement sur la fondation (installer un coupe-humidité de type polyéthylène de façon à éviter le contact direct du bois avec le béton). Par la suite, à l'aide d'une perceuse à percussion, on percera les trous à travers les lisses et le béton en prenant soin de ne pas sur-dimensionner les trous (**figure 28**). Afin de permettre de percer ces trous, le fabricant de murs va laisser la partie inférieure du mur ouverte.

Il existe également d'autres ancrages spécialisés pour fixer la lisse basse des murs à la fondation (**figure 29**).

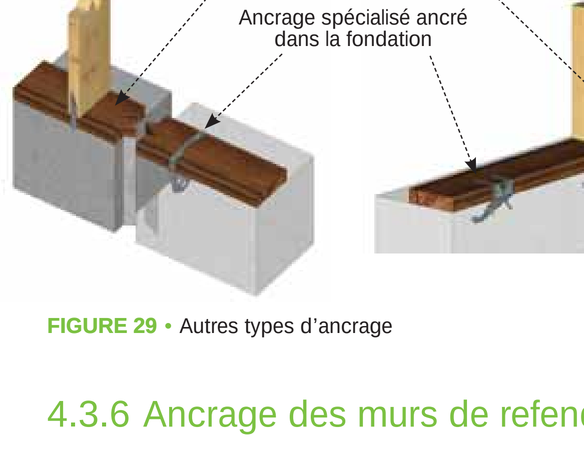


FIGURE 29 • Autres types d'ancrage

4.3.6 Ancrage des murs de refend

Les murs de refend sont conçus pour résister aux charges latérales telles que les charges de vent et les charges sismiques. Ils doivent être ancrés à la fondation ou au plancher pour résister au glissement et au renversement (voir **figure 17**). Pour les forces de glissement, on utilisera des ancrages comme ceux illustrés à la **sous-section 4.3.5**. Pour les forces de renversement, à moins que les charges permanentes sur le mur soient suffisantes pour les contrer, elles seront reprises par les poteaux à chaque extrémité des segments de mur qui devront être ancrés à leur tour. Pour ce faire, la norme CSA O86 propose 2 options. La première option consiste à utiliser un boulon d'ancrage près du poteau d'extrémité (**figure 30a**). Le transfert de la force de renversement du poteau au boulon d'ancrage se fera donc par l'intermédiaire du clouage du panneau de revêtement de contreplaqué ou d'OSB. Par conséquent, une réduction de la résistance en cisaillement horizontal du mur de refend devra être considérée (coefficient J_{hd}, voir **sous-section 6.4.8**).

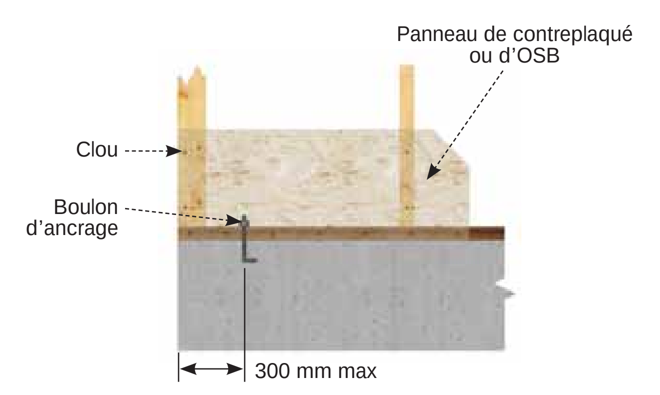


FIGURE 30a • Boulon d'ancrage

La deuxième option consiste à utiliser des ancrages de retenue qui fixeront directement le poteau d'extrémité du segment de mur à la fondation ou au poteau d'extrémité du segment de mur inférieur (figure 30b). Ces ancrages de retenue peuvent être conçus par un ingénieur à partir de plaques d'acier soudées et des boulons, ou peuvent être obtenus auprès de compagnies spécialisées en connecteurs.

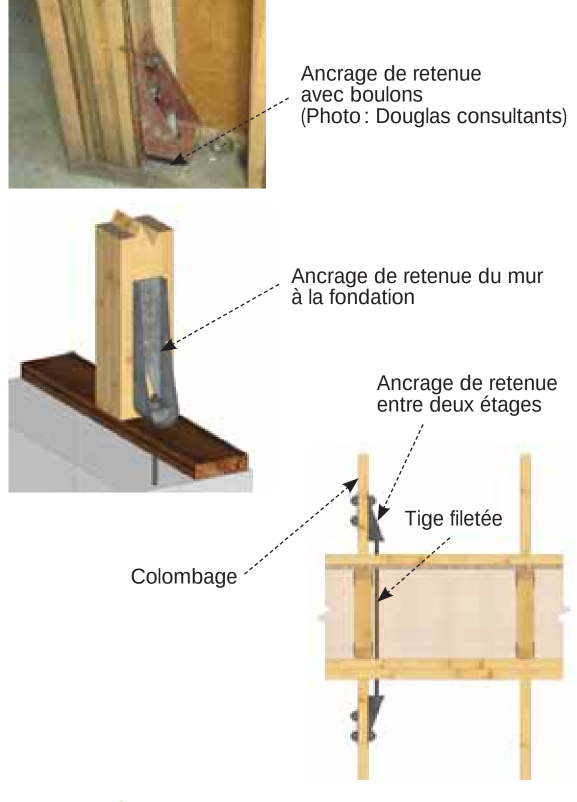


FIGURE 30b • Ancrages de retenue

Pour la pose de murs préfabriqués en usine, on peut utiliser au chantier des bandes de métal clouées du côté extérieur du mur (figure 31).

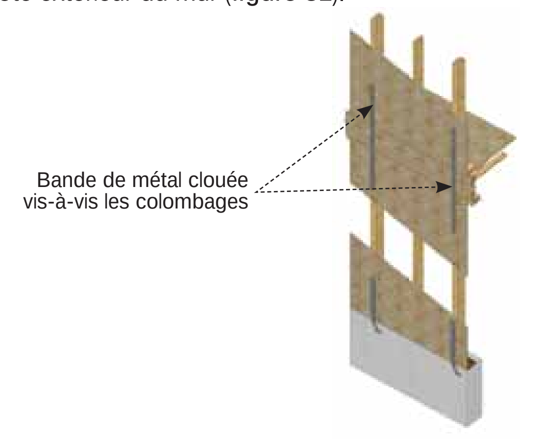


FIGURE 31 • Ancrages de retenue avec bandes de métal

Pour des bâtiments multi-étagés et lorsque les forces d'ancrage sont très élevées, il existe des systèmes qui utilisent des tiges de métal continues sur tous les étages. De plus, ces systèmes font appel à des compensateurs de retrait qui permettent à la tige métallique de rester tendue de façon à éliminer les jeux causés par le retrait du bois (figure 32).

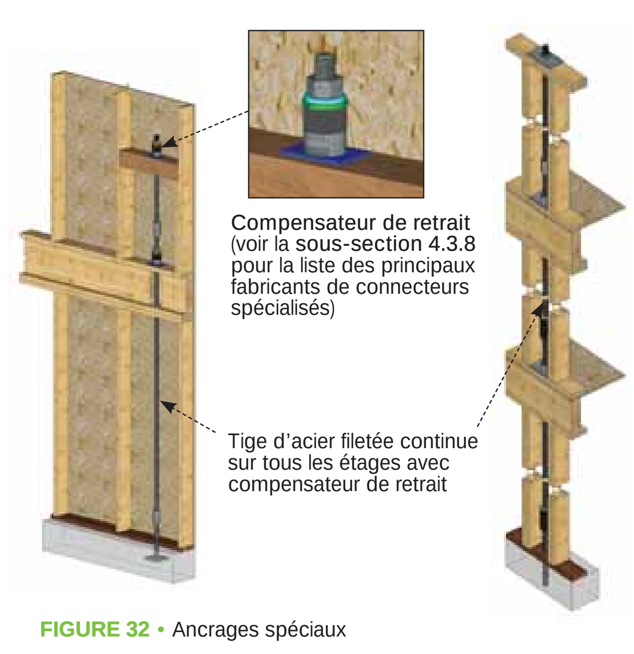


FIGURE 32 • Ancrages spéciaux

4.3.7 Considérations relatives au calcul parasismique des murs de refend et des diaphragmes

La section 9.8 a été ajoutée à l'édition 2009 de la norme CSA O86 concernant le calcul parasismique des murs de refend et des diaphragmes, et ce, en lien avec les changements à ce sujet apportés au Code national du bâtiment – Canada 2010.

L'article 9.8.2 de la norme CSA O86-09 requiert, pour les bâtiments érigés dans les zones sismiques où la valeur du produit de $I_E F_a S_a(0,2)$ déterminé conformément au CNB est égale ou supérieure à 0,35, que les ancrages aux fondations et les ancrages interétages des segments de mur de refend soient conçus pour résister à au moins 1,2 fois les forces sismiques à transférer.

Également, pour tous les bâtiments, l'article 9.8.6 de la norme CSA O86-09 requiert que les éléments de renvoi des charges (membrures des diaphragmes, couvre-joints des éléments d'ossature, connexions des diaphragmes autour des ouvertures et collecteurs) soient conçus pour résister à au moins 1,2 fois les forces sismiques à transférer.

4.3.8 Principaux fabricants de connecteurs et d'ancrages

Simpson Strong-Tie (www.strongtie.com)

USP Connectors (MiTek) (www.uspconnectors.com)

ITW (www.paslode.ca)

Hilti (www.hilti.ca)

Earthbound System (www.holdown.com)

5 Fabrication en usine et manutention

5.1 Fermes de toit

En usine, les tables d'assemblage pour les fermes de toit permettent généralement de fabriquer des fermes jusqu'à 24,4 m (80 pi) de longueur et 4,3 m (14 pi) de hauteur. Toutefois, le transport des fermes de toit jusqu'au chantier impose certaines contraintes aux dimensions des fermes. Les fabricants détiennent pour la plupart un permis de transport pour dimensions « hors norme » qui permet de livrer des fermes d'une largeur de 3,66 m (12 pi) et jusqu'à environ 21,3 m (70 pi) de longueur. Au-delà de ces dimensions il faut obtenir des permis spéciaux et des escortes pour le transport routier. En ce qui a trait à la hauteur des fermes, on ne dépasse généralement pas 3,66 m (12 pi) (figure 33). Au-delà de cette hauteur, il faut considérer l'emploi de fermes superposées, aussi appelées « *Piggy back* »

Le *Guide technique sur les fermes de toit légères pour la construction commerciale* de cecobois fournit des informations supplémentaires sur la fabrication des fermes de toit.

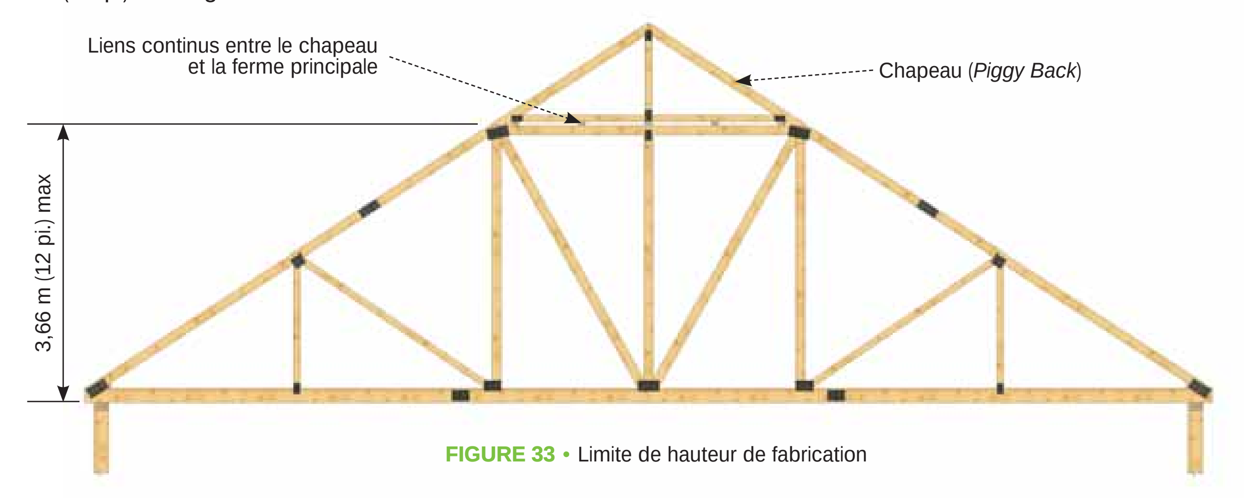


FIGURE 33 • Limite de hauteur de fabrication

5.1.1 Assemblage de plusieurs fermes groupées

Assemblage en usine : Certains fabricants de fermes offrent la possibilité d'assembler en usine des sections entières de toit, qui sont toutefois limitées par le transport. Parmi les cas les plus courants, on retrouve les bouts de toit à 4 versants (**figure 34**) et les tourelles. Étant donné la complexité géométrique de ces sections de toit, l'assemblage en usine à l'abri des intempéries s'avère une solution intéressante qui fait gagner du temps au chantier.



FIGURE 34 • Ensemble de fermes à 4 versants assemblées en usine (Photo : Chevrons Dionne Inc.)

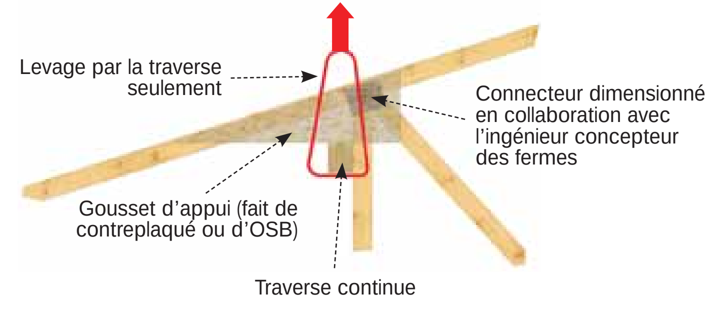
Assemblage au sol : Il est également fréquent d'assembler les fermes au sol au chantier. Cette technique est particulièrement intéressante pour les fermes de longue portée. Dans ce cas, on assemble généralement 5 à 10 fermes ensemble au sol, auxquelles on ajoutera tout le système de contreventement et parfois même une partie du revêtement de toit en panneau de bois (**figure 35**). Cette technique permet de manipuler et d'installer les fermes plus facilement sans risque de les endommager et de façon plus sécuritaire pour les ouvriers. Cette technique requiert toutefois de la coordination entre le concepteur des fermes et l'ingénieur responsable du chantier, afin de déterminer l'emplacement des points de levage de l'ensemble et de renforcer au besoin certains connecteurs aux joints des fermes.



FIGURE 35 • Plusieurs fermes assemblées au sol et manipulées en bloc
(Photo : Michel Lamontagne)

5.1.2 Bonne pratique de levage d'un groupe de fermes assemblées au sol

En plus d'assurer la sécurité des travailleurs du chantier lors du levage d'un groupe de fermes, il ne faut pas endommager les connecteurs et les membrures des fermes. L'emploi de traverses continues posées à proximité de certains nœuds des fermes donne des points d'attaches nombreux pourvu qu'on s'assure que les points de contact sont renforcés aux endroits critiques (**figure 36**). Pour les fermes de plus de 12,2 m (40 pi) de longueur, la collaboration du fabricant et de l'entrepreneur s'impose pour identifier les meilleurs points de levage et éviter l'arrachement des connecteurs ou l'affaiblissement de certaines membrures. Les traverses en bois peuvent être réutilisées ou laissées en place.



C'est à l'ingénieur responsable du chantier de concevoir et de gérer la méthode de levage sécuritaire.

FIGURE 36 • Utilisation de traverses continues pour soulever un groupe de fermes

L'emploi de traverses permet de contrer un autre problème potentiel qui est celui du voilage qui survient lorsqu'un axe de levage est trop flexible. Cela peut provoquer le déplacement des murs latéraux vers l'extérieur lorsqu'on dépose l'ensemble de fermes sur les murs (**figure 37**).

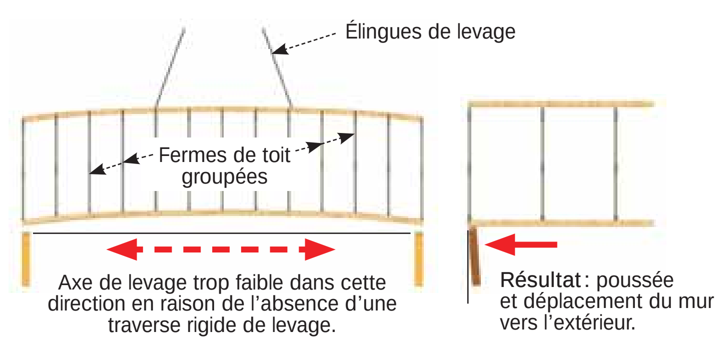


FIGURE 37 • Effet possible de voilage et de poussée sur les murs latéraux lors de la pose

5.2 Poutrelles de plancher

Les poutrelles en I sont généralement fabriquées en longueurs de 14,6 m (48 pi) qui sont recoupées en différentes longueurs plus courtes pour le maintien en stock. Pour ce qui est de la hauteur, elles vont de 241 mm (9,5 po) à 610 mm (24 po). Les poutrelles ajourées à connecteurs métalliques peuvent généralement être fabriquées jusqu'à 12,2 m (40 pi) de longueur pour une hauteur maximale de 762 mm (30 po) et parfois jusqu'à 914 mm (36 po) selon les équipements disponibles en usine.

Certains fabricants de poutrelles de plancher offrent la possibilité de fabriquer en usine des sections de plancher (**figure 38**). Les limites de fabrication et de transport sont sensiblement les mêmes que celles des murs.





FIGURE 38 • Plancher préfabriqué
(Photos : Structures RBR Inc.)

Les *Guides techniques sur les poutrelles de bois en I et ajourées pour la construction commerciale* de cecobois fournissent des informations supplémentaires sur la fabrication des poutrelles de plancher.

5.3 Murs

La fabrication des murs en usine offre de nombreuses possibilités de composition selon les exigences de l'architecte. Pour ce qui est des limites de fabrication, elles sont adaptées aux limites de transport. Les murs dont la hauteur ne dépasse pas 3,66 m (12 pi) peuvent être fabriqués et livrés en longueurs jusqu'à 12,2 m (40 pi). Pour des murs dont la hauteur dépasse 3,66 m (12 pi), on limitera alors la longueur à 3,66 m (12 pi) pour des raisons de transport (limite de largeur) (**figure 39**).



FIGURE 39 • Livraison de murs (La Charpenterie)

Les murs peuvent être de type ouvert, c'est-à-dire avec colombages et recouvrement en panneaux de bois d'un côté (sans isolation ni autres composants), ou de type fermé (composition complète de latte à latte à l'exception des panneaux de gypse et de la finition extérieure) (**figure 40**). Le fabricant d'un mur de type fermé prendra soin toutefois de laisser des accès pour l'installation des ancrages au chantier (voir détails types à la **sous-section 4.3.5**).

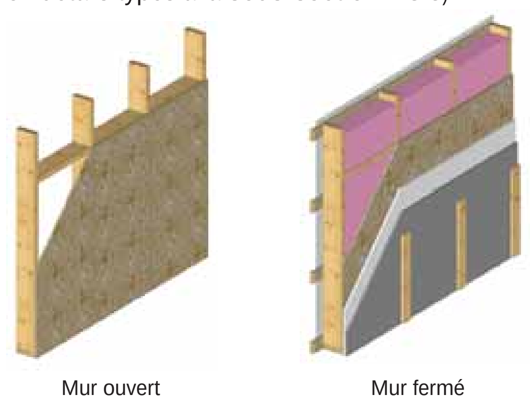


FIGURE 40 • Niveau de finition des murs préfabriqués

5.3.1 Bonne pratique de levage des murs

Le levage des murs doit se faire avec un équipement réglementaire. Il faut assurer la sécurité des travailleurs de chantier lors du déchargement du camion de transport et durant le hissage des murs préfabriqués sur le bâtiment.

Les manufacturiers de murs fournissent différentes attaches à des points répartis sur les sablières des murs (**figure 41**). Généralement deux points d'attache suffisent même pour les murs les plus longs (parfois jusqu'à 40 pi). Les élingues attachées à la grue doivent être suffisamment longues pour ne pas introduire des efforts imprévus sur les attaches et les murs. En période de grands vents, il n'est pas sécuritaire de hisser les murs. Une communication efficace est nécessaire entre le grutier et l'équipe chargée de la pose des murs.

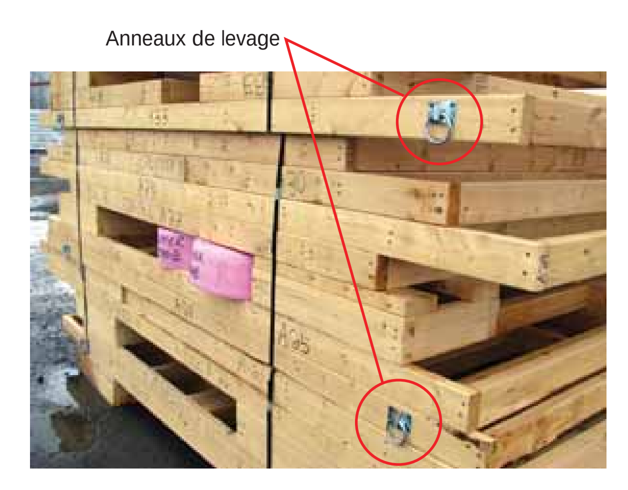


FIGURE 41 • Points d'attache de levage
(Photo : Matério, St-Jérôme)

6 Conception d'une construction à ossature légère en bois

6.1 Rôle et responsabilités des concepteurs

Lors de la conception d'une structure, plusieurs professionnels de la construction peuvent intervenir et leurs rôles respectifs sont parfois ambigus dans les documents contractuels. Selon la partie 2 de la division C du CNB, le concepteur du bâtiment doit être un professionnel qualifié (architecte ou ingénieur) et spécialisé dans le travail à accomplir. Cette exigence s'applique à tous les bâtiments régis par la partie 4 de la division B du CNB, mais peut également s'appliquer dans le cas d'un bâtiment régi par toute autre partie de la division B du CNB.

Au Québec, la *Loi sur les ingénieurs* stipule que les travaux de charpente des bâtiments et autres structures qui satisfont certains critères de dimensions ou d'usage constituent le champ de la pratique de l'ingénieur.

Par conséquent, le «**concepteur du bâtiment**», en ce qui a trait à l'aspect structure, doit être un ingénieur. Il aura la responsabilité de la conception globale et de l'intégrité structurale du bâtiment. Lors de la conception d'un système nécessitant des composantes en bois, le **concepteur du bâtiment** doit spécifier tous les points énumérés à la **sous-section 2.2.4** de la division C du CNB, et en particulier les points suivants :

Fermes de toit et poutrelles de plancher

1. Les charges de calcul selon les diverses sections du CNB ou des codes provinciaux ;
2. Le profil des fermes de toit et des poutrelles de plancher, les emplacements prévus des appuis, ainsi que les détails d'ancrage pour tenir compte des déplacements horizontaux et verticaux et des autres réactions ;
3. Les limites de flèches verticales et horizontales des fermes ;
4. L'humidité relative ambiante pour l'usage envisagé ;
5. Toute exigence spéciale relativement à la conception des fermes ou des poutrelles ;
6. Les charges additionnelles dues aux unités mécaniques et électriques, ainsi que leur emplacement ;
7. Les méthodes de raccordement ou d'ancrage des unités mécaniques et électriques aux divers éléments de la structure ;
8. Le contreventement permanent résistant aux charges de vent, de séisme et à toute autre charge latérale agissant parallèlement ou perpendiculairement aux fermes de toit et aux murs.

Murs porteurs et murs de refend

1. La composition des murs porteurs, murs de refend et diaphragmes, incluant les revêtements et le clouage ;
2. L'ancrage des murs de refend aux fondations et leur assemblage aux diaphragmes de toit et de planchers ;
3. Toute exigence spéciale relativement à la conception des murs de refend et des diaphragmes.

L'**ingénieur responsable** du chantier, qui est soit l'ingénieur (concepteur) du bâtiment ou l'ingénieur de l'entrepreneur, est responsable du contreventement temporaire du bâtiment et des méthodes de mise en place des différentes composantes du bâtiment.

Le « **concepteur de composantes préfabriquées** » est un ingénieur ayant la responsabilité de la conception des composantes individuelles en bois soumises aux charges spécifiées et aux conditions montrées sur les plans de construction du « **concepteur du bâtiment** ». Par exemple, le « **concepteur des fermes** » est responsable des exigences de support latéral (les liens continus) qui prévient le flambage de certains éléments travaillant en compression sous les charges prévues par le « **concepteur du bâtiment** ».

6.2 Normes de calcul

Comme toute structure, la construction d'une structure à ossature légère en bois doit être conçue pour supporter les charges de calcul et respecter les critères de flèche spécifiés par le CNB. Le calcul de la résistance des différentes composantes en bois doit se faire selon la norme CSA O86-09, *Règles de calcul des charpentes en bois*.

La présente section ne traitera que de la conception des murs, des diaphragmes et de différents assemblages en lien avec ces applications. Pour la conception des fermes de toit, des poutrelles de plancher ainsi que des poutres et poteaux, consulter les autres guides techniques de cecobois.

6.3 Calcul de l'ossature des murs

6.3.1 Calcul des colombages

Les colombages doivent être conçus pour supporter les charges gravitaires selon leur axe (neige, usage, pression et succion de vent en provenance du toit, charge permanente) ainsi que les pressions et succions du vent qui agissent de façon normale sur le mur. Les colombages sont calculés en supposant des rotules à leurs extrémités (K_e = 1,0) et un support latéral dans leur axe faible procuré par le revêtement (5.5.6.5, CSA O86).

Les colombages doivent être calculés en conformité avec la norme CSA O86-09 et selon les différentes combinaisons de charges du CNB, soit :

1) 1,4D ;	$P_f \leq P_r$	avec K_D = 0,65
2) (1,25D ou 0,9D) + 1,5L + 0,5S ;	$P_f \leq P_r$	avec K_D = 1,0
3) (1,25D ou 0,9D) + 1,5S + 0,5L ;	$P_f \leq P_r$	avec K_D = 1,0
4) (1,25D ou 0,9D) + 1,5L + 0,4W ;	$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)[1/(1-\frac{P_f}{P_E}] \leq 1$	avec K_D = 1,15
5) (1,25D ou 0,9D) + 1,5S + 0,4W ;	$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)[1/(1-\frac{P_f}{P_E}] \leq 1$	avec K_D = 1,15
6) (1,25D ou 0,9D) + 1,4W + 0,5S ;	$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)[1/(1-\frac{P_f}{P_E}] \leq 1$	avec K_D = 1,15
7) (1,25D ou 0,9D) + 1,4W + 0,5L ;	$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)[1/(1-\frac{P_f}{P_E}] \leq 1$	avec K_D = 1,15

K_D = coefficient de durée de la charge

P_f = charge de compression axiale pondérée

P_r = résistance pondérée à la compression parallèle au fil du bois

M_f = moment de flexion pondéré, en tenant compte de l'excentricité d'application de la charge (voir ci-dessous)

M_r = résistance pondérée au moment de flexion

$[1/(1-\frac{P_f}{P_E}]$ = coefficient d'amplification du moment de flexion (effet PΔ)

P_E = charge de flambage d'Euler dans la direction du moment de flexion appliqué = $\dfrac{\pi^2 E_{05}\, K_{SE} K_T I}{(K_e L)^2}$

E_{05} = module d'élasticité pour le calcul des éléments comprimés

K_{SE} = coefficient de condition d'utilisation = 1,0 pour utiliser en milieu sec

K_T = coefficient de traitement = 1,0 pour bois non traité

I = moment d'inertie

K_e = coefficient de longueur efficace = 1,0 pour le calcul d'un colombage

L = longueur du colombage

Dans le cas des murs et des poteaux, il est recommandé de tenir compte d'une certaine excentricité au niveau de l'application de la charge axiale de compression du fait que le centre d'application de la charge ne coïncide pas parfaitement avec l'axe du mur ou du poteau. On suppose généralement une excentricité correspondant à 1/6 de la largeur d'appui. On tiendra compte de l'excentricité aux appuis des portées simples. Pour les appuis des portées multiples égales, il n'y a généralement pas lieu de considérer d'excentricité (**figure 42**).

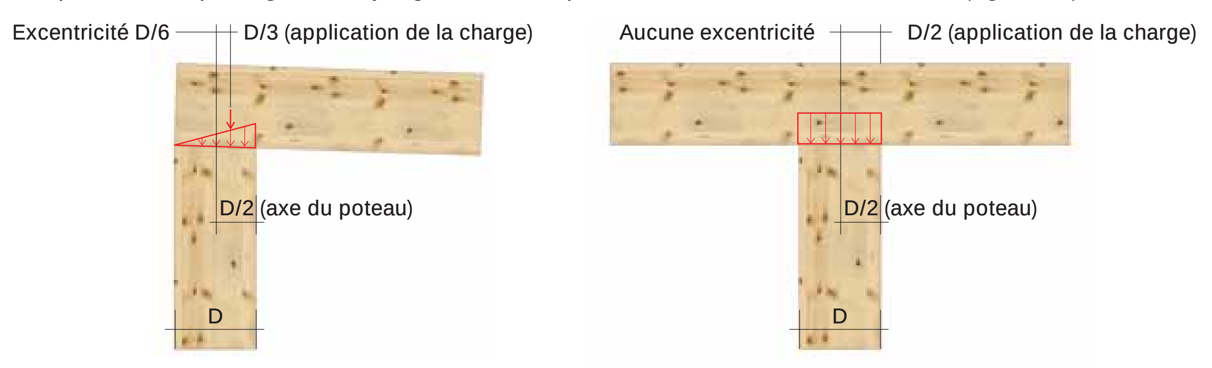


FIGURE 42 • Excentricité aux appuis

En tenant compte de l'excentricité, le moment de flexion pondéré dans la formule d'interaction deviendra :

$$M_f = M_f{}' + \frac{1}{2} P_f\, e$$

$M_f{}'$ = moment de flexion pondéré dû aux charges latérales

e = excentricité

P_f e W_f $P_f e$ + = $M_f{}' = w_f L^2/8$ $M_f = M_f{}' + P_f e/2$

On suppose que le moment maximum est atteint à mi-hauteur du mur ou du poteau.

En l'absence de charges latérales, le moment de flexion pondéré sera causé uniquement par l'effet d'excentricité et sera maximal sur le dessus du poteau ($M_f = P_f$ e). En supposant qu'il n'y a pas de déplacement au dessus du poteau, le coefficient d'amplification (effet PΔ) ne s'applique pas. La formule d'interaction devient alors :

$$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{P_f\, e}{M_r}\right) \leq 1$$

Les tableaux 2 à 7 suivants indiquent les résistances pondérées des colombages de murs couramment utilisés. Les résistances indiquées ont été calculées avec et sans le coefficient de partage des charges. Les résistances avec le partage des charges sont basées sur le cas 2 (article 5.4.4.2, CSA O86-09), soit un système de mur constitué d'au moins 3 colombages espacés d'au plus 610 mm et revêtus de panneaux d'OSB ou de contreplaqué d'au moins 9,5 mm d'épaisseur et fixés avec des clous ordinaires de 2 po (2,84 mm de diamètre) espacés d'au plus 150 mm c/c sur les rives des panneaux et d'au plus 300 mm c/c aux autres endroits.

TABLEAU 2 • Résistances pondérées des colombages de mur - 38 x 89 SPF n° 2

EI (x 10^9 N mm^2) = 21,208

	Avec partage des charges			Sans partage des charges			
	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	
L (m)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_E (kN)
2,0	18,86	24,44	26,33	17,71	23,17	25,04	35,80
2,2	16,86	21,21	22,63	15,92	20,24	21,66	29,59
2,4	14,92	18,27	19,33	14,17	17,54	18,61	24,86
2,6	13,15	15,72	16,50	12,56	15,17	15,97	21,19
2,8	11,56	13,53	14,11	11,10	13,11	13,72	18,27
3,0	10,16	11,66	12,09	9,80	11,35	11,80	15,91
3,2	8,93	10,08	10,40	8,64	9,84	10,18	13,99
3,4	7,85	8,73	8,98	7,63	8,55	8,81	12,39
3,6	6,92	7,60	7,78	6,74	7,46	7,66	11,05
3,8	6,11	6,63	6,78	5,97	6,53	6,68	9,92
4,0	5,40	5,82	5,93	5,30	5,73	5,85	8,95
4,2	4,79	5,12	5,21	4,71	5,06	5,15	8,12
4,4	4,27	4,52	4,59	4,20	4,47	4,55	7,40
M_r (kN m) =	0,82	1,27	1,46	0,59	0,91	1,04	
V_r (kN) =	4,71	7,24	8,33	3,36	5,17	5,95	
T_r (kN) =	17,95	27,62	31,77	16,32	25,11	28,88	

a. Résistances pondérées pour des conditions d'utilisation en milieu sec (K_S = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)

b. Résistances pondérées selon la norme CSA O86-09

c. Coefficient de partage des charges selon le cas 2 (5.4.4.2, CSA O86-09)

TABLEAU 3 • Résistances pondérées des colombages de mur - 38 x 89 SPF MSR 2100F_b - 1.8E

EI (x 10^9 N mm^2) = 27,682

	Avec partage des charges			Sans partage des charges			
	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	
L (m)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_E (kN)
2,0	31,48	40,37	43,33	29,62	38,35	41,31	56,01
2,2	27,94	34,78	36,97	26,46	33,27	35,48	46,29
2,4	24,57	29,78	31,39	23,41	28,65	30,30	38,89
2,6	21,54	25,48	26,66	20,62	24,64	25,86	33,14
2,8	18,84	21,82	22,70	18,13	21,20	22,11	28,58
3,0	16,47	18,73	19,38	15,92	18,27	18,94	24,89
3,2	14,41	16,13	16,61	13,99	15,78	16,29	21,88
3,4	12,63	13,94	14,30	12,30	13,68	14,06	19,38
3,6	11,09	12,10	12,37	10,83	11,90	12,19	17,29
3,8	9,76	10,54	10,75	9,56	10,39	10,61	15,51
4,0	8,62	9,22	9,38	8,46	9,11	9,28	14,00
4,2	7,63	8,11	8,23	7,51	8,01	8,15	12,70
4,4	6,78	7,15	7,25	6,68	7,08	7,19	11,57
M_r (kN m) =	1,07	1,65	1,89	0,89	1,37	1,58	
V_r (kN) =	4,71	7,24	8,33	3,36	5,17	5,95	
T_r (kN) =	38,52	59,26	68,15	35,02	53,88	61,96	

a. Résistances pondérées pour des conditions d’utilisation en milieu sec (K_S = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)

b. Résistances pondérées selon la norme CSA O86-0

c. Coefficient de partage des charges selon le cas 2 (5.4.4.2, CSA O86-09)

TABLEAU 4 • Résistances pondérées des colombages de mur - 38 x 140 SPF n° 2

EI (x 10^9 N mm^2) = 82,549

	Avec partage des charges			Sans partage des charges			
	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	
L (m)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_E (kN)
2,0	38,21	55,35	62,10	35,10	51,09	57,43	139,36
2,2	36,42	51,95	57,93	33,55	48,13	53,80	115,17
2,4	34,58	48,50	53,74	31,96	45,12	50,13	96,78
2,6	32,70	45,06	49,60	30,32	42,10	46,48	82,46
2,8	30,81	41,68	45,58	28,67	39,12	42,90	71,10
3,0	28,92	38,41	41,73	27,01	36,21	39,46	61,94
3,2	27,06	35,29	38,10	25,37	33,40	36,18	54,44
3,4	25,25	32,34	34,70	23,76	30,73	33,09	48,22
3,6	23,49	29,58	31,55	22,19	28,22	30,21	43,01
3,8	21,82	27,01	28,67	20,68	25,87	27,54	38,60
4,0	20,23	24,65	26,03	19,24	23,69	25,10	34,84
4,2	18,73	22,49	23,64	17,87	21,68	22,86	31,60
4,4	17,32	20,52	21,47	16,59	19,84	20,83	28,79
4,6	16,01	18,72	19,52	15,38	18,15	18,98	26,34
4,8	14,80	17,10	17,76	14,25	16,62	17,31	24,19
M_r (kN m) =	1,68	2,58	2,97	1,20	1,85	2,12	
V_r (kN) =	6,10	9,38	10,79	4,36	6,70	7,71	
T_r (kN) =	24,48	37,66	43,31	22,25	34,23	39,37	

a. Résistances pondérées pour des conditions d'utilisation en milieu sec (K_S = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)

b. Résistances pondérées selon la norme CSA O86-09

c. Coefficient de partage des charges selon le cas 2 (5.4.4.2, CSA O86-09)

TABLEAU 5 • Résistances pondérées des colombages de mur - 38 x 140 SPF MSR 2100F_b - 1.8E

EI (x 10^9 N mm^2) = 107,748

	Avec partage des charges			Sans partage des charges			
	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	
L (m)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_E (kN)
2,0	65,32	94,11	105,37	60,06	86,99	97,59	218,00
2,2	62,06	87,94	97,83	57,24	81,62	91,01	180,17
2,4	58,71	81,73	90,31	54,34	76,18	84,40	151,39
2,6	55,31	75,58	82,94	51,38	70,76	77,88	129,00
2,8	51,91	69,58	75,84	48,39	65,44	71,55	111,23
3,0	48,53	63,83	69,10	45,42	60,30	65,49	96,89
3,2	45,22	58,37	62,79	42,49	55,38	59,77	85,16
3,4	42,02	53,25	56,94	39,63	50,73	54,43	75,43
3,6	38,95	48,50	51,57	36,87	46,39	49,48	67,29
3,8	36,03	44,13	46,67	34,24	42,36	44,95	60,39
4,0	33,28	40,13	42,23	31,73	38,65	40,81	54,50
4,2	30,71	36,49	38,23	29,38	35,25	37,05	49,43
4,4	28,31	33,18	34,63	27,17	32,15	33,65	45,04
4,6	26,09	30,20	31,40	25,11	29,34	30,59	41,21
4,8	24,03	27,50	28,50	23,20	26,79	27,83	37,85
M_r (kN m) =	2,65	4,08	4,69	2,21	3,40	3,91	
V_r (kN) =	6,10	9,38	10,79	4,36	6,70	7,71	
T_r (kN) =	60,59	93,22	107,21	55,09	84,75	97,46	

a. Résistances pondérées pour des conditions d’utilisation en milieu sec (K_S = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)

b. Résistances pondérées selon la norme CSA O86-09

c. Coefficient de partage des charges selon le cas 2 (5.4.4.2, CSA O86-09)

TABLEAU 6 • Résistances pondérées des colombages de mur - 38 x 184 SPF n° 2

EI (x 10^9 N mm^2) = 187,404

	Avec partage des charges			Sans partage des charges			
	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	
L (m)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_E (kN)
2,0	51,89	77,65	88,26	47,40	71,09	80,89	316,38
2,2	50,42	74,85	84,79	46,12	68,67	77,89	261,47
2,4	48,92	71,95	81,22	44,82	66,17	74,80	219,71
2,6	47,37	68,97	77,54	43,48	63,59	71,61	187,21
2,8	45,77	65,92	73,79	42,10	60,94	68,35	161,42
3,0	44,14	62,82	70,00	40,68	58,24	65,04	140,61
3,2	42,47	59,70	66,20	39,24	55,52	61,72	123,59
3,4	40,78	56,58	62,44	37,76	52,78	58,40	109,47
3,6	39,07	53,48	58,73	36,27	50,05	55,12	97,65
3,8	37,35	50,44	55,12	34,77	47,36	51,91	87,64
4,0	35,64	47,48	51,63	33,27	44,72	48,79	79,10
4,2	33,95	44,61	48,28	31,78	42,15	45,77	71,74
4,4	32,28	41,85	45,08	30,30	39,66	42,87	65,37
4,6	30,65	39,21	42,05	28,85	37,27	40,11	59,81
4,8	29,06	36,70	39,19	27,43	34,99	37,49	54,93
M_r (kN m) =	2,49	3,83	4,40	1,78	2,73	3,14	
V_r (kN) =	6,87	10,57	12,16	4,91	7,55	8,68	
T_r (kN) =	29,70	45,69	52,54	27,00	41,53	47,76	

a. Résistances pondérées pour des conditions d’utilisation en milieu sec (K_S = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)

b. Résistances pondérées selon la norme CSA O86-09

c. Coefficient de partage des charges selon le cas 2 (5.4.4.2, CSA O86-09)

TABLEAU 7 • Résistances pondérées des colombages de mur - 38 x 184 SPF MSR 2250F_b - 1.9E

EI (x 10^9 N mm^2) = 258,421

	Avec partage des charges			Sans partage des charges			
	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	K_D = 0,65	K_D = 1,0	K_D = 1,15	
L (m)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_r (kN)	P_E (kN)
2,0	92,13	137,57	156,23	84,18	126,02	143,27	522,86
2,2	89,41	132,37	149,81	81,82	121,53	137,72	432,11
2,4	86,62	127,01	143,18	79,40	116,89	131,98	363,09
2,6	83,75	121,49	136,38	76,92	112,11	126,08	309,38
2,8	80,79	115,85	129,46	74,36	107,21	120,06	266,76
3,0	77,76	110,13	122,48	71,74	102,23	113,96	232,38
3,2	74,68	104,39	115,53	69,06	97,21	107,86	204,24
3,4	71,55	98,68	108,65	66,34	92,19	101,79	180,92
3,6	68,41	93,04	101,92	63,60	87,20	95,82	161,38
3,8	65,26	87,52	95,40	60,84	82,30	89,99	144,84
4,0	62,13	82,16	89,12	58,09	77,52	84,35	130,71
4,2	59,04	76,99	83,11	55,36	72,88	78,93	118,56
4,4	56,02	72,05	77,42	52,67	68,41	73,75	108,03
4,6	53,06	67,34	72,04	50,03	64,14	68,84	98,84
4,8	50,20	62,88	66,98	47,46	60,06	64,19	90,77
M_r (kN m) =	4,91	7,55	8,68	4,09	6,29	7,23	
V_r (kN) =	6,87	10,57	12,16	4,91	7,55	8,68	
T_r (kN) =	88,19	135,67	156,02	80,17	123,34	141,84	

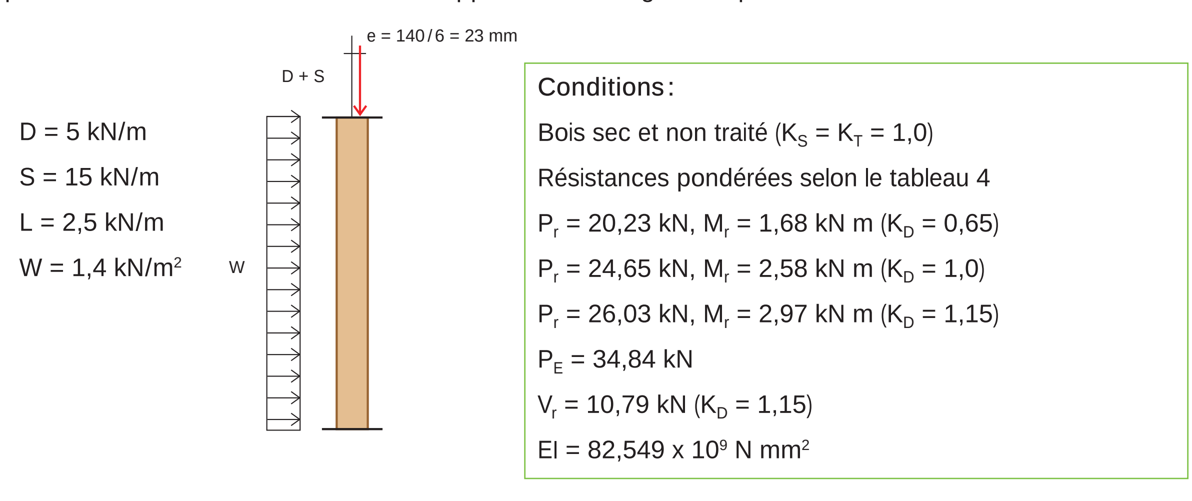
a. Résistances pondérées pour des conditions d'utilisation en milieu sec (K_S = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)

b. Résistances pondérées selon la norme CSA O86-09

c. Coefficient de partage des charges selon le cas 2 (5.4.4.2, CSA O86-09)

Exemple de calcul

Soit un mur de 4 m de hauteur, avec des colombages en 38x140 SPF n° 2 espacés à 406 mm c/c, supportés latéralement dans l'axe faible et supportant les charges non-pondérées suivantes :



Vérification de la flexion et de la compression

Cas de chargement 1 : (1,4D)

P_f = 2,84 kN, $M_f = P_f$ e = 0,065 kN m, | P_r = 20,23 kN (K_D = 0,65), M_r = 1,68 kN m (K_D = 0,65)

P_f / P_r = 0,14 | M_f / M_r = 0,039 | $\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)$ = 0,059

Cas de chargement 3 : (1,25D + 1,5S + 0,5L)

P_f = 12,18 kN, $M_f = P_f$ e = 0,28 kN m, | P_r = 24,65 kN (K_D = 1,0), M_r = 2,58 kN m (K_D = 1,0)

P_f / P_r = 0,49 | M_f / M_r = 0,109 | $\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)$ = 0,353

Cas de chargement 5 : (1,25D + 1,5S + 0,4W)

P_f = 11,67 kN, w_f = 0,23 kN/m | P_r = 26,03 kN (K_D = 1,15)

$M_f = \frac{w_f L^2}{8} + \frac{1}{2} P_f$ e = 0,589 kN m, | M_r = 2,97 kN m (K_D = 1,15)

$[1/(1 - \frac{P_f}{P_E})]$ = 1,504 | $\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right) [1/(1 - \frac{P_f}{P_E})]$ = 0,499

Cas de chargement 6 : (1,25D + 1,4W + 0,5S)

P_f = 5,58 kN, w_f = 0,80 kN/m | P_r = 26,03 kN (K_D = 1,15)

$M_f = \frac{w_f L^2}{8} + \frac{1}{2} P_f$ e = 1,656 kN m, | M_r = 2,97 kN m (K_D = 1,15)

$[1/(1 - \frac{P_f}{P_E})]$ = 1,191 | $\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right) [1/(1 - \frac{P_f}{P_E})]$ = 0,710 « contrôle »

Vérification du cisaillement

Cas de chargement 5 : (1,25D + 1,4W + 0,5S)

w_f = 1,4 x (1,4 kN/m² x 0,406 m) = 0,80 kN/m, | P_f = 5,58 kN

$V_f = \frac{w_f L}{2} + \frac{P_f e}{L}$ = 1,62 kN, | V_r = 10,79 kN (K_D = 1,15)

V_f / V_r = 0,15

Vérification de la flèche sous les charges totales

Cas de chargement 6 : w = (1,4 kN/m^2 x 0,406 m x I_W) = 0,426 kN/m

(D + W + 0.5S)

I_W : coefficient de risque de la charge due au vent

I_W = 0,75 (tableau 4.1.7.1, CNB 2010)

P = (5 kN/m + (15 kN/m x 0,5 x I_S)) x 0,406 m = 4,77 kN

I_S : coefficient de risque de la charge due à la neige

I_S = 0,9 (tableau 4.1.6.2, CNB 2010)

$[1/(1-\frac{P}{P_E})]$ = 1,16

$\Delta_T = (\frac{5wL^4}{384\,EI} + \frac{PeL^2}{16\,EI})$ x 1,16 = 21,49 mm < 22,22 mm (L / 180)

6.3.2 Calcul des lisses et sablières

Les lisses et sablières ont plusieurs fonctions. Tout d'abord elles servent de liaison aux colombages. Elles portent directement les charges du toit et des planchers pour les transmettre aux colombages. Lorsque l'axe des fermes de toit ou des poutrelles de planchers ne coïncide pas avec les colombages, il faut concevoir les lisses et sablières comme étant des poutres en flexion sur appuis multiples. Pour des charges élevées, les lisses et sablières traditionnelles peuvent s'avérer insuffisantes. On peut alors en augmenter le nombre ou utiliser du bois classé mécaniquement (MSR) (**tableau 8**) ou du bois de charpente composite (LVL, LSL, PSL).

TABLEAU 8 • Résistance pondérée des sablières (doubles et triples)

Résistance pondérée des sablières pour des charges verticales									
Type de sablière	Espacement des colombages (mm)	2x6 SPF n° 2		2x6 MSR 2100F_b - 1,8E		2x8 SPF n° 2		2x8 MSR 2250F_b - 1,9E	
		Charges totales (kN/m)		Charges totales (kN/m)		Charges totales (kN/m)		Charges totales (kN/m)	
		Résistance	(L/240)	Résistance	(L/240)	Résistance	(L/240)	Résistance	(L/240)
Double	305	80,6	274,4	80,6	358,1	90,8	360,6	90,8	497,2
	406	60,2	116,3	60,5	151,8	67,8	152,9	68,2	210,8
	610	26,7	34,3	40,3	44,8	30,0	45,1	45,4	62,2
Triple	305	96,6	411,6	118,5	537,2	127,0	540,9	136,2	745,9
	406	72,6	174,5	89,0	227,7	95,4	229,3	102,3	316,2
	610	40,0	51,4	59,3	67,1	45,0	67,6	68,1	93,2

Notes :

1 - Le calcul est basé sur l'application d'une charge uniforme sur les sablières.

2 - Les résistances indiquées au **tableau 8** sont calculées selon la norme CSA O86-09 pour une application de la charge de durée normale (K_D = 1,0).

3 - Les conditions d'utilisation sont en milieu sec (K_s = 1,0) et pour des éléments d'ossature séchés (Teneur en humidité $\leq$ 19 % à l'installation) et non traités (K_t = 1,0).

4 - L'apport du clouage du revêtement mural sur les sablières est négligé.

5 - Calculé avec partage de charge (K_H = 1,1) selon l'article 5.4.4.3 du CSA O86-09.

6 - Le coefficient de dimension utilisé K_Z est selon l'article 5.4.5 du CSA O86-09.

7 - Le calcul du moment fléchissant est basé sur $M_f = W_f L^2 / 9$.

8 - Le calcul du cisaillement est basé sur $V_f = 0,6\, w_f L$.

9 - La résistance est limitée à l'écrasement de la sablière aux colombages et est basée sur $Q_r = 1,1\, w_f L$ avec K_B = 1,25 et K_{Zcp} = 1,15.

10 - Le calcul de la déformation est basé sur Δ = 2.5 w L^4 / 384 EI et la déformation limitée à L/240.

On peut aussi faire coïncider les colombages avec les éléments de toit et de plancher ce qui éliminera les efforts de flexion et de cisaillement dans les lisses et sablières (figure 43). Cette condition peut être obtenue lorsque les murs sont préfabriqués en usine. Le dessin des murs par le fabricant, qui est souvent le même fabricant des fermes et des poutrelles, est fait par ordinateur et il est alors possible d'aligner les colombages, les fermes et les poutrelles. La fabrication en usine est également assistée par des systèmes de projection au laser qui assurent une fabrication de grande précision.

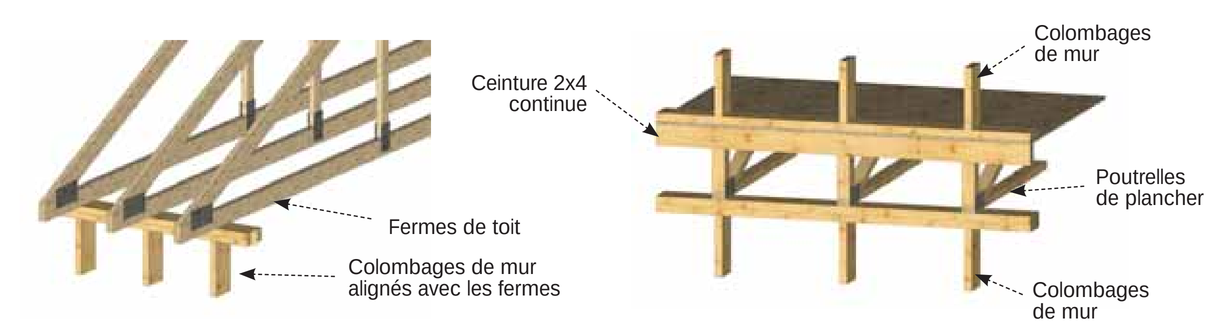


FIGURE 43 • Alignement des colombages de murs avec les fermes de toit et les poutrelles de plancher

Dans tous les cas, le concepteur doit toutefois vérifier les efforts de compression de flanc dans la sablière au contact avec le colombage de façon à éviter tout poinçonnement. De même, l'utilisation de bois classé mécaniquement (MSR) ou de bois de charpente composite permet d'augmenter la résistance en compression de flanc des lisses et sablières.

TABLEAU 9 • Comparaison en compression de flanc (application planche) de certains types de bois

Type de bois Lisses et sablières	Résistance prévue en compression de flanc, f_{cp} (Mpa)	Résistance pondérée en compression de flanc des lisses et sablières (kN)							
		Dimension des lisses et sablières et des montants 38 x 140				Dimension des lisses et sablières et des montants 38 x 184			
SPF n° 2	5,30	32,43	58,63	83,42	103,76	42,62	77,05	109,64	136,37
SPF MSR 2100F_b - 1,8E	6,50	39,77	71,90	102,31	127,25	52,27	94,50	134,47	167,25
TimberStrand® LSL 1,5E	5,95	36,40	65,81	93,66	116,49	47,84	86,50	123,09	153,10
SolidStart® LSL 1,55E	5,50	33,65	60,84	86,57	107,68	44,22	79,96	113,78	141,52
Versa-Lam® LVL 3100F_b - 2,0E	5,58	34,14	61,72	87,83	109,24	44,87	81,12	115,44	143,58
		1 montant	2 montants	3 montants	4 montants	1 montant	2 montants	3 montants	4 montants

Notes :
1 - Résistances pondérées selon la norme CSA O86-09
2 - Résistances pondérées pour des conditions d'utilisation en milieu sec (K_{scp} = 1,0) et du bois non traité (K_T = 1,0)
3 - Coefficient de durée de la charge K_D = 1,0
4 - Coefficient de dimensions pour l'appui K_{Zcp} = 1,15
5 - Coefficient d'appui K_B = 1,25 (1 montant), 1,13 (2 montants), 1,072 (3 montants), 1,0 (4 montants)

Dans l'exemple du calcul de la page 27 la charge axiale maximale dans le colombage, P_f, est de 12,18 kN (cas de chargement 3 avec K_D = 1,0). Selon le **tableau 9** la résistance en compression de flanc pour des sablières et des lisses en 38x140 SPF n° 2 est de 32,43 kN ce qui est supérieur à 12,18 kN, donc acceptable.

Les lisses et sablières peuvent également servir de membrures aux diaphragmes (**figure 44**). Il faut cependant assurer le transfert des forces aux entures (chevauchement des membrures aux joints).

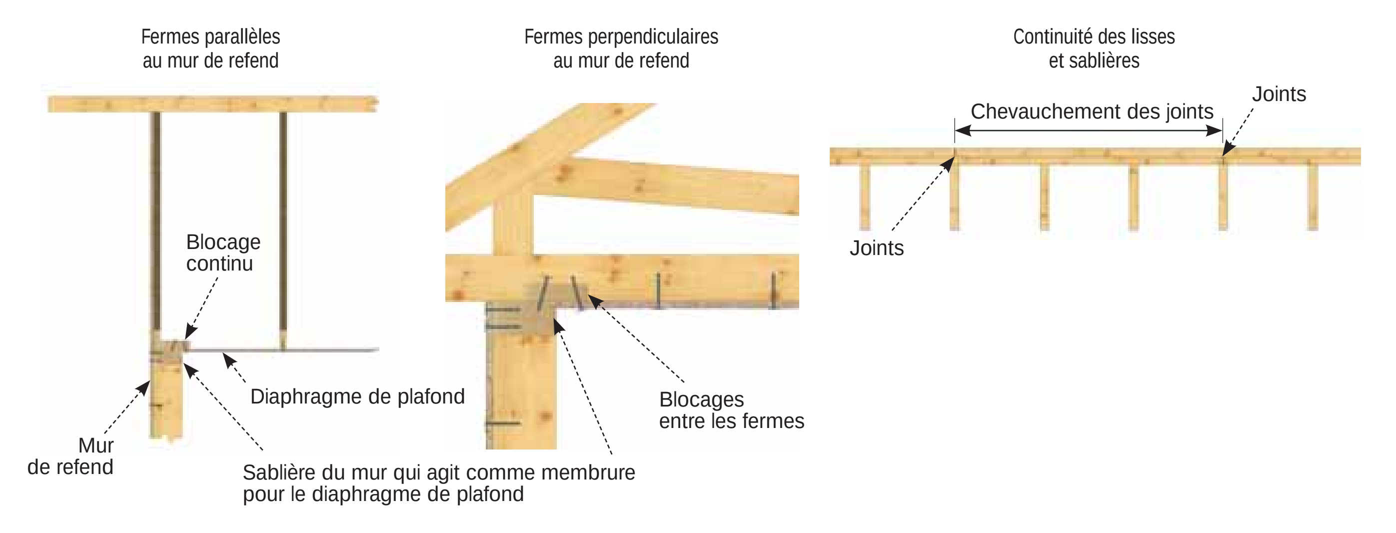


FIGURE 44 • Détail de jonction du diaphragme et du mur de refend

6.3.3 Calcul des linteaux et poteaux aux ouvertures

Une ouverture dans un mur crée une interruption et il faut supporter les charges par un linteau et les transférer de part et d'autre de cette ouverture à des poteaux. Le linteau peut être localisé dans la partie supérieure du mur ou juste au-dessus de l'ouverture (**figure 45**).

Cependant, les conditions de calcul diffèrent selon la position du linteau. Lorsque le linteau est situé dans la partie supérieure du mur (**détail A**), le support latéral du linteau est généralement obtenu puisqu'il est situé tout près du diaphragme du plafond. Par contre, la lisse basse du mur au-dessus de l'ouverture doit être conçue pour résister aux pressions et succions de vent qui agissent perpendiculairement au mur. L'aire tributaire à considérer correspond à la demi-hauteur de l'ouverture sous la lisse basse et la demi-hauteur entre le linteau et la lisse basse.

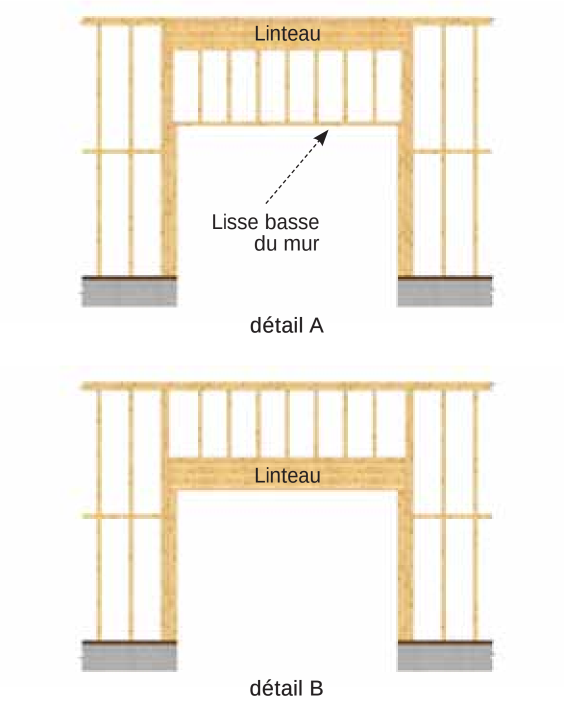


FIGURE 45 • Ouverture dans un mur

Lorsque le linteau est situé juste au-dessus de l'ouverture, il devra être conçu pour résister à la fois aux charges gravitaires et de vent. De plus, ce linteau devra être calculé sans support latéral. Souvent, on placera une lisse sur le linteau (**détail B**). Pour des petites ouvertures on peut alors transférer les charges latérales de vent à cette lisse. Le linteau sera conçu pour résister aux charges gravitaires uniquement. Il faut aussi prévoir un assemblage à la jonction du linteau et des poteaux de part et d'autre de l'ouverture pour transférer les forces horizontales dues au vent. La **figure 46** illustre un assemblage type que l'on retrouve auprès de certains fabricants de connecteurs spécialisés.

Les poteaux de part et d'autre de l'ouverture sont composés de poteaux longs et courts et doivent être dimensionnés pour résister aux réactions du linteau et de la lisse basse pour les charges gravitaires et latérales.

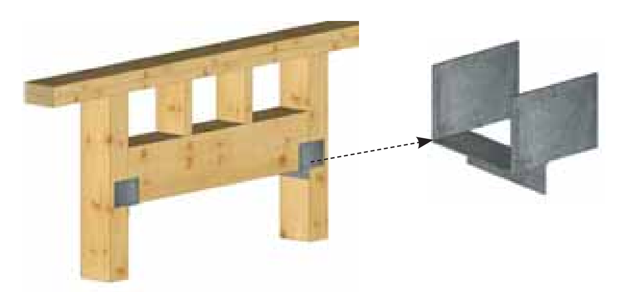


FIGURE 46 • Assemblage poteau-linteau

Exemple de calcul

Soit le mur suivant (**figure 47**)

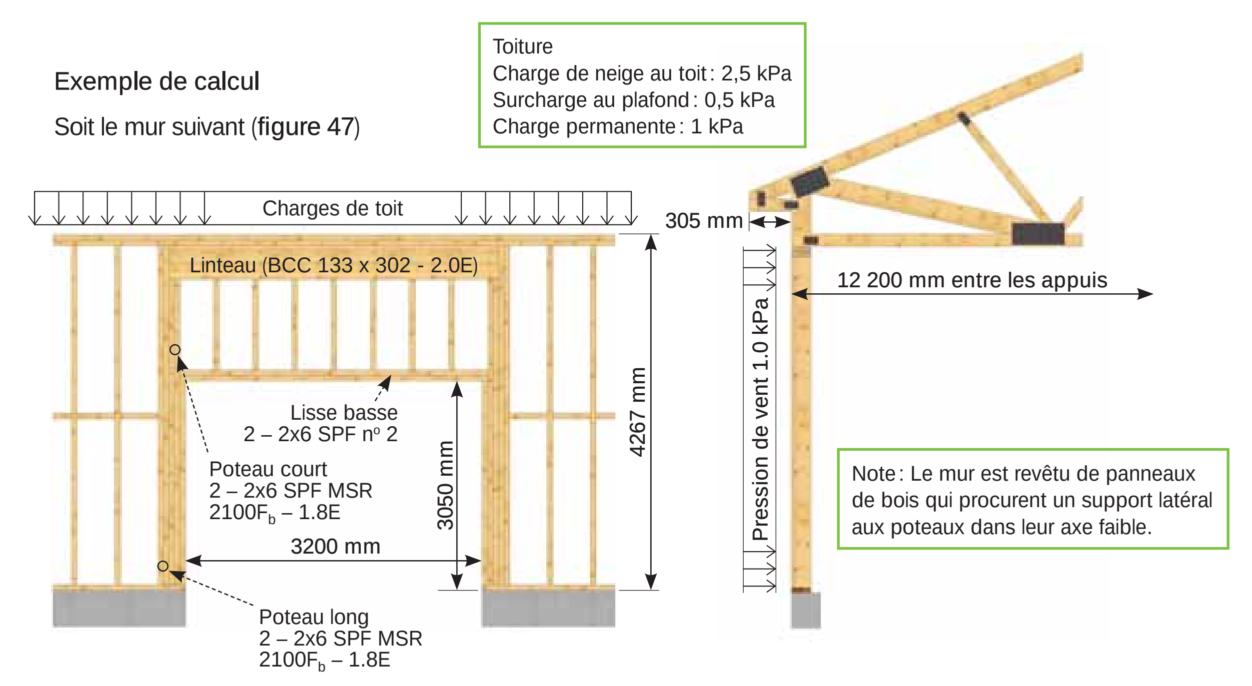


FIGURE 47 • Ouverture pour porte de garage

1- Calcul du linteau (133 x 302 en bois de charpente composite 2.0E)

Le linteau est dimensionné pour supporter la charge au toit.

Longueur du linteau : ℓ = 3,2 m + (6 x 0,038 m) = **3,428 m**

Résistance à la flexion :

w_f = [(1,25 x 1,0 kPa) + (1,5 x 2,5 kPa)] x [(12,2 m / 2) + 0,305 m] + [0,5 x 0,5 kPa x (12,2 m / 2)] = 33,6 kN/m

$M_f = w_f \ell^2 / 8$ = = **49,4 kN-m**

M_r = **67 kN-m** (manuel du CCB 2010 page 72)

Résistance au cisaillement :

$V_f = w_f (\ell - 2d) / 2$ = 33,6 kN/m x (3,428 m – (2 x 0,302 m)) / 2 = 47,4 kN

V_r = 89 kN (manuel du CCB 2010 page 72)

Vérification de la flèche sous la charge suivante : S + 0.5L

w_s = 2,5 kPa x [(12,2 m / 2) + 0,305 m] x I_S = 14,4 kN/m (I_S = 0,9)

w_L = 0,5 x 0,5 kPa x (12,2 m / 2) = 1,5 kN/m

$w_s + w_L$ = 15,9 kN/m

ℓ / 360 = 9,5 mm

9,5 mm = $5 (w_s + w_L) \ell^4 / 384$ EI => EI_{min} = 3002 x 10^9 N mm^2

EI = 4200 x 10^9 N mm^2 (manuel du CCB 2010 page 72)

Largeur d'appui minimale

$R_f = w_f \ell / 2$ = 57,6 kN

Q_r = 1 kN/mm de longueur d'appui (manuel du CCB 2010 page 72)

$L_{b\ min}$ = 57,6 kN / 1 kN/mm = 58 mm ≤ 76 mm

2- Calcul de la lisse basse (2 – 38 x 140 SPF nº 2)

La lisse basse est dimensionnée pour supporter la pression de vent

Longueur de la lisse basse : ℓ_b = 3,2 m + (2 x 0,038 m) = 3,276 m

Résistance à la flexion :

w_f = (1,4 x 1,0 kPa)] x (4,267 m / 2) = 3,0 kN/m

$M_f = w_f \ell_b^2 / 8$ = 4,0 kN-m

M_r = 2 x 2,12 kN-m (tableau 4 avec K_D =1,15 et sans partage des charges) x 1,1
(coefficient de partage des charges pour poutre composée, CSA O86, tableau 5.4.4) = 4,7 kN-m

Résistance au cisaillement :

$V_f = w_f (\ell_b - 2d) / 2$ = 3,0 kN/m x (3,276 m – (2 x 0,140 m)) / 2 = 4,5 kN

V_r = 2 x 7,71 kN-m (tableau 4 avec K_D =1,15 et sans partage des charges) x 1,1
(coefficient de partage des charges pour poutre composée) = 17,0 kN

Vérification de la flèche

w_{vent} = (1,0 kPa x (4,267 m / 2) x I_W) = 1,6 kN/m (I_W = 0,75)

ℓ_b / 180 = 18,2 mm

18,2 mm = $5 w_{vent} \ell_b^4 / 384$ EI => EI_{min} = 132 x 10^9 N mm^2

EI = 2 x 82,549 x 10^9 N mm^2 = 165 x 109 N mm² (tableau 4)

3- Calcul du poteau court (2 – 38 x 140 SPF MSR 2100F_b - 1.8E)

Le poteau court est dimensionné pour supporter la réaction du linteau uniquement.

Longueur du poteau court : ℓ_{pc} = 4267 mm – (38 mm + 302 mm + 38 mm) = **3889 mm**

Résistance à la compression :

w_f = [(1,25 x 1,0 kPa) + (1,5 x 2,5 kPa)] x [(12,2 m / 2) + 0,305 m] + [(0,5 x 0,5 kPa) x (12,2 m /2)] = 33,6 kN/m

P_f = w_f ℓ_t / 2 = 33,6 kN/m x 3,428 m / 2 = **57,6 kN**

P_r = 2 x 38,65 kN (**tableau 5** avec K_D =1,0 et sans partage des charges, 4,0 m de longueur) = **77,3 kN**

4- Calcul du poteau long (2 - 38 x 140 SPF MSR 2100F_b – 1.8E)

Le poteau long est dimensionné pour supporter la pression de vent (réaction de la lisse basse et charge uniforme correspondant à un demi-espacement de colombages) et une partie de la charge de gravité du toit. On considère une excentricité de **e = 0,023 m** (0,140 m / 6)

Longueur du poteau long : ℓ_{pl} = 4,267 m – (3 x 0,038 m) = **4,153 m**

Le cas de chargement le plus critique est : 1,25D + 1,4W + 0,5S

D = 1,0 kPa x [(12,2 m / 2) + 0,305 m] x (0,406 m / 2) = **1,3 kN**
S = 2,5 kPa x [(12,2 m / 2) + 0,305 m] x (0,406 m / 2) = **3,3 kN**
L = 0,5 kPa x (12,2 m / 2) x (0,406 m / 2) = **0,6 kN**
W_{unif} = 1,0 kPa x (0,406 m / 2) = **0,20 kN/m**
W_{conc} = 1,0 kPa x (4,267 m / 2) x [(3,2 m + 6 x 0,038 m) / 2] = **3,7 kN**



Résistance à la flexion / compression

P_f = 1,25D + 0,5S = **3,3 kN**
P_r = 2 x 37,05 kN (**tableau 5** avec K_D =1,15 et sans partage des charges) = **74,1 kN**
P_E = 2 x 49,43 kN (**tableau 5**) = **98,9 kN**
Wf_{-unif} = 1,4 W_{unif} = **0,28 kN/m**
W_{f-conc} = 1,4 W_{conc} = **5,2 kN**

Coefficient d'amplification de la charge : $[1/(1-\frac{P_f}{P_E}]$ = **1,035**

M_f = [P_f x e x (1 - (b / ℓ_{pl}))] + [W_{f-unif} x (b a / 2)] + [W_{f-conc} x (b a / ℓ_{pl})] = **4,8 kN-m**

M_r = 2 x 3,91 kN-m (**tableau 5** avec K_D =1,15 et sans partage des charges) x 1,1
(coefficient de partage des charges pour poutre composée, CSA O86, tableau 5.4.4) = **8,6 kN-m**

$\left(\frac{P_f}{P_r}\right)^2 + \left(\frac{M_f}{M_r}\right)[1/(1-\frac{P_f}{P_E}]$ = **0,58 ≤ 1,0**

Résistance au cisaillement :

Le cas de chargement le plus critique est : 1,25D + 1,4W + 0,5S

P_f = **3,3 kN**

W_{f-unif} = **0,28 kN/m**

W_{f-conc} = **5,2 kN**

V_f = [P_f e / ℓ_{pl}] + [W_{f-unif} (ℓ_{pl} -2d) / 2] + [W_{f-conc} (a / ℓ_{pl})] = **4,4 kN**

V_r = 2 x 7,71 kN-m (**tableau 5** avec K_D =1,15 et sans partage des charges) x 1,1
(coefficient de partage des charges pour poutre composée) = **17,0 kN**

Vérification de la flèche

Calcul de la flèche sous le cas de chargement suivant : D + W + 0,5S

P = D + (0,5S x I_S) = 1,3 kN + (3,3 kN x 0,5 x 0,9) = **2,8 kN**

W_u = W_{unif} x I_W = 0,20 kN/m x 0,75 = **0,15 kN/m**

W_c = W_{conc} x I_W = 3,7 kN x 0,75 = **2,8 kN**

$[1/(1-\frac{P}{P_E}]$ = **1,029**

EI = 2 x 107,748 x 10^9 N-mm^2 = **215,5 x 109 N mm^2** (**tableau 5**)

$\Delta_T \approx \left(\frac{Pe\ell_{pl}^2}{16\,EI} + \frac{5W_u\ell_{pl}^4}{384\,EI} + \frac{W_c ab(a+2b)\sqrt{(3a(a+2b))}}{27\,EI\,\ell_{pl}}\right)$ x 1,029 = **18 mm < 23 mm** (L / 180)

6.3.4 Panneaux de bois

Les panneaux de bois en contreplaqué ou en OSB sont couramment utilisés en construction à ossature légère. On s'en sert pour des coffrages à béton, pour des goussets d'assemblages et pour l'âme des poutrelles en I. Toutefois, c'est comme revêtement de toit, de plancher et de mur qu'ils jouent leur plus grand rôle. En plus de supporter les charges de gravité, les panneaux agissent comme éléments de contreventement (diaphragmes) dans les planchers et les toits. Dans la construction des murs, les panneaux reprennent les pressions du vent et fournissent le revêtement indispensable aux murs de refend. Les propriétés qui influencent le plus la résistance des murs de refend et des diaphragmes sont énumérées à la **sous-section 6.4.1 Généralités**. On trouvera dans les **tableaux 10 à 14** les propriétés physiques attribuées aux panneaux dans le calcul des diaphragmes et des murs de refend.

Il y a 2 types de contreplaqué soit le contreplaqué de Douglas (DFP) et le contreplaqué de résineux canadiens (CSP). Leurs propriétés mécaniques sont données aux tableaux 7.3A et 7.3B de la norme CSA O86-09. Ils doivent être produits conformément aux normes CSA O121 et CSA O151 respectivement.

Le panneau OSB que l'on retrouve sur le marché est généralement produit conformément à la norme CSA O325. On retrouve également ses propriétés mécaniques au tableau 7.3C de la norme CSA O86-09.

Les différents fabricants de panneaux de bois sont regroupés par des associations qui publient des guides techniques qui fournissent des détails d'assemblage et d'autres informations.

Contreplaqué : www.canply.org
OSB : www.osbguide.com

6.4 Diaphragmes et murs de refend

6.4.1 Généralités

Les diaphragmes et les murs de refend sont des éléments structuraux plats conçus pour résister aux charges latérales de vent et aux charges sismiques. On les utilise à cette fin dans les constructions à ossature légère. On obtient des diaphragmes et des murs de refend efficaces en recouvrant l'ossature des planchers, du toit et des murs par des panneaux structuraux en bois comme le contreplaqué et l'OSB. Cependant, l'espacement des éléments d'ossature ne doit pas excéder 610 mm (24 po). Le chapitre 9 de la norme CSA O86 fournit les résistances et les directives concernant la conception des diaphragmes et des murs de refend. Il est à noter que la norme CSA O86 attribue les mêmes résistances aux diaphragmes et aux murs de refend peu importe que le revêtement soit de contreplaqué (Douglas ou résineux canadiens) ou d'OSB de même épaisseur. Les conditions qui vont influencer la résistance des diaphragmes et des murs de refend sont les suivantes :

1) L'épaisseur du panneau de bois
2) Le groupe d'essences ou le classement mécanique (MSR) des éléments d'ossature (**tableau 10**)
3) L'espacement des colombages (dans certains cas pour les murs de refend seulement)
4) Le diamètre et l'espacement des clous (voir la **sous-section 4.3.1** concernant l'usage de clous à pistolet pneumatique)
5) La présence ou non d'entremises
6) La présence ou non d'ancrages de retenue
7) Les conditions d'utilisation (milieu sec ou humide) et l'état du bois débité à la fabrication (bois séché ou non-séché)
8) Durée d'application de la charge, coefficient K_D = 1,15 (charges de vent et sismiques)

Dans l'est du Canada, y compris au Québec, le groupe d'essences utilisé pour les éléments d'ossature est l'Épinette-pin-sapin (SPF). La norme CSA O86 reconnaît la densité supérieure du bois classé mécaniquement (MSR) pour le groupe d'essences SPF. Ainsi, en utilisant du bois MSR on obtient des résistances supérieures pour les attaches et par conséquent des résistances supérieures pour les murs de refend et les diaphragmes. Le **tableau 10** indique les équivalences en termes de résistance selon les groupes d'essences et les classes MSR en SPF.

Les tableaux de résistance des diaphragmes et des murs de refend donnés dans la norme CSA O86 sont basés sur des éléments d'ossature du groupe d'essence « Douglas – mélèze ». Il faut donc multiplier ces valeurs par le coefficient J_{sp} pour des groupes d'essences différents ou du bois classé mécaniquement (MSR) du groupe SPF.

Les panneaux de bois de contreplaqué ou d'OSB utilisés pour les diaphragmes et les murs de refend sont constitués de feuilles de 1200 mm x 2400 mm (4 pi x 8 pi) ou plus sauf près des bordures où il est possible d'utiliser une ou deux feuilles de plus petites dimensions. Cependant, les panneaux de moins de 300 mm doivent être supportés sur tout leur périmètre par des éléments d'ossature comme les colombages, les sablières, les lisses basses ou par des entremises.

Il faut conserver un espace minimal de 2 mm entre les panneaux pour compenser le gonflement. Les clous doivent être posés à au moins 9 mm des rives des panneaux et être enfoncés complètement dans l'ossature. Cependant, l'enfoncement des clous dans les panneaux de bois ne doit pas dépasser 15 % de l'épaisseur des panneaux.

TABLEAU 10 • Équivalence de densité du bois classé visuellement et mécaniquement pour le calcul des attaches

Groupe d'essences Bois classé visuellement	Épinette-Pin-Sapin (SPF) Bois classé mécaniquement (MSR)	Coefficient J_{sp}
Douglas – mélèze (D-Fir-L)	$2400F_b$ – 2.0E à $3000F_b$ – 2.4E	1,0
Pruche – sapin (Hem-Fir)	$2100F_b$ – 1.8E à $2250F_b$ – 1.9E	0,9
Épinette – pin – sapin (SPF)	$1200F_b$ – 1.2E à $1950F_b$ – 1.7E	0,8
Essences nordiques (North Species)	s.o.	0,7

6.4.2 Principes de calcul

Les charges latérales appliquées sur un bâtiment sont d'abord reprises par les diaphragmes qui agissent comme une poutre en I profonde (**figure 48**). Par la suite, ces diaphragmes transfèrent les charges sous forme de réactions aux murs de refend qui agissent comme une poutre en I en porte-à-faux. Afin d'agir comme une poutre en I profonde, le diaphragme doit alors être bordé par des membrures continues à son périmètre qui agiront soit comme des semelles pour reprendre les efforts dus à la flexion du diaphragme (**figure 48a**), soit comme des étrésillons pour transférer les réactions aux murs de refend (**figure 48b**). Souvent, on se servira de la membrure supérieure des fermes de toit ou des poutrelles de plancher, de ceintures continues ou des sablières des murs pour jouer ces rôles. Il faudra également assurer la liaison entre les panneaux de bois (l'âme) et les membrures (semelles et étrésillons) pour le transfert des forces de cisaillement.

Pour agir comme une poutre en I en porte-à-faux, le mur de refend doit être muni de membrures (poteaux) à chaque extrémité de façon à reprendre les forces de renversement (compression et traction) (**figure 48c**). Le mur de refend doit être ancré à la structure sous-jacente pour transférer ces forces jusqu'à la fondation. Comme pour les diaphragmes, les panneaux de bois (l'âme) doivent être fixés aux poteaux d'extrémité pour transférer les forces de cisaillement.

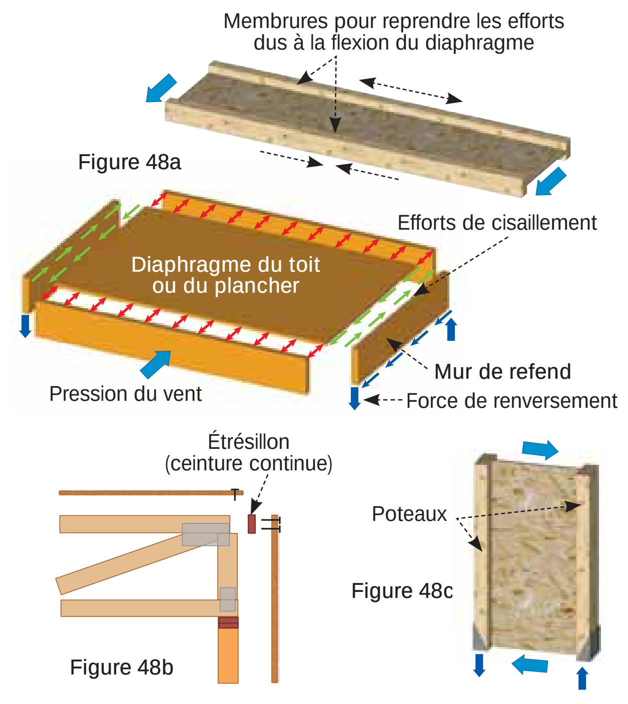


FIGURE 48 • Concept des diaphragmes et des murs de refend

6.4.3 Conception des diaphragmes

La résistance des diaphragmes est calculée selon la section 9.5 de la norme CSA O86-09. Le **tableau 11** indique les résistances pondérées au cisaillement (v_r) sans entremises pour des compositions courantes de diaphragmes. Ces résistances ont été calculées également pour des clous à pistolet pneumatique, qui sont habituellement utilisés dans la construction.

> **Attention :** Il existe sur le marché un vaste choix de clous à pistolet pneumatique de différents diamètres pour une même longueur, et avec différentes nuances d'acier. Les résistances indiquées au **tableau 11** sont basées sur des longueurs, des diamètres et des nuances d'acier couramment disponibles sur le marché. Le concepteur des diaphragmes doit cependant indiquer clairement sur ses plans les caractéristiques complètes des clous exigés pour le projet.

TABLEAU 11 • Résistance pondérée au cisaillement des diaphragmes sans entremises

		Résistance pondérée au cisaillement, v_r (kN/m)				
		Espacement des clous aux rives des panneaux à 150 mm Espacement des clous le long des éléments d'ossature intermédiaires à 300 mm				
		Clous à pistolet pneumatique de 2½ po (0,120 po diam.)	Clous à pistolet pneumatique de 3 po (0,131 po diam.)		Clous ordinaires (lisses) de 3 po (0,144 po diam.)	
Ossature de toit ou de plancher	Agencement des panneaux	Panneau OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po) ou contreplaqué 12,5 mm	Panneau OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po) ou contreplaqué 12,5 mm	Panneau OSB CSA O325 2R40/2F20 (19/32 po) ou contreplaqué 15,5 mm	Panneau OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po) ou contreplaqué 12,5 mm	Panneau OSB CSA O325 2R40/2F20 (19/32 po) ou contreplaqué 15,5 mm
SPF nº 2	Cas 1	3,69	3,67	4,15	4,44	5,02
	Cas 2, 3 et 4	2,78	2,77	3,14	3,35	3,80
SPF MSR 2100F_b - 1.8E	Cas 1	4,14	4,13	4,67	5,00	5,65
	Cas 2, 3 et 4	3,12	3,12	3,53	3,77	4,27

Notes :

1 - Les résistances indiquées au **tableau 11** sont calculées selon la norme CSA O86-09 pour une application de la charge de courte durée (K_D = 1,15)

2 - Les conditions d'utilisation sont en milieu sec (K_s = 1,0) et pour des éléments d'ossature séchés (T.H. ≤15 %) avant la fabrication (K_{SF} = 1,0) et non traités (K_T = 1,0)

3 - Les panneaux doivent être posés directement sur l'ossature

4 - Les résistances indiquées au **tableau 11** sont basées sur des éléments d'ossature de 38 mm de largeur ou plus, sans entremises.

5 - Voir **figure 49** pour l'agencement des panneaux

6 - Les résistances indiquées au **tableau 11** incluent le coefficient de réduction pour le diamètre des clous J_n
(J_n = 0,88 pour clous de 2½ po avec diamètre de 0,120 po. J_n = 0,83 pour clous de 3 po avec diamètre de 0,131po)
La limite élastique des clous à pistolet pneumatique doivent être d'au moins 635 MPa pour les clous de 2½ po et de 615 MPa pour les clous de 3 po.

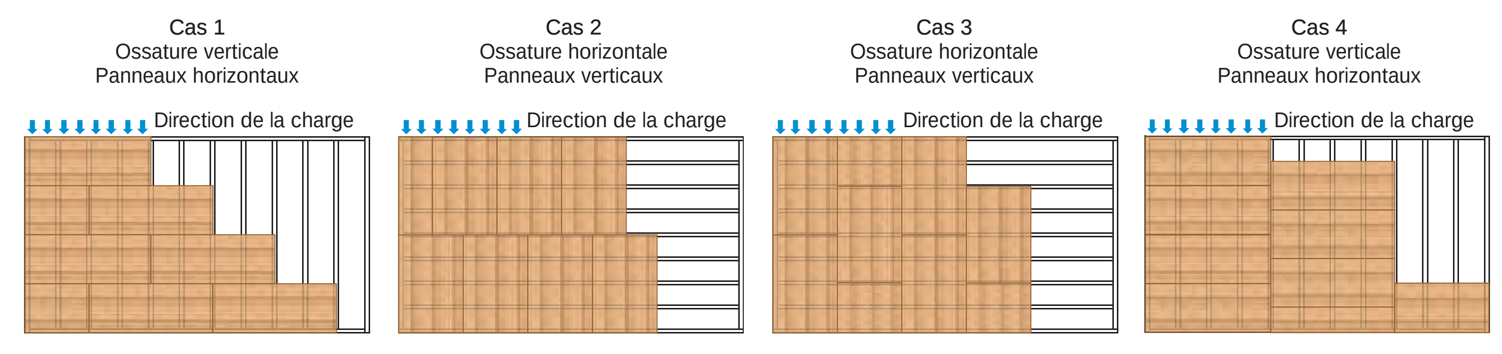


FIGURE 49 • Agencement des panneaux pour les diaphragmes sans entremises

Tel qu'illustré à la **figure 48**, un diaphragme agit comme une poutre en I profonde. Le périmètre du diaphragme doit être bordé par des membrures continues qui agissent comme des semelles pour reprendre le moment de flexion causé par les charges latérales de vent ou sismiques, ou par des étrésillons pour transférer les réactions (efforts tranchants) aux murs de refend. La vérification du diaphragme se fera dans les directions principales du bâtiment.

Exemple de calcul

Soit le diaphragme de plancher suivant avec une charge latérale de vent pondérée w_f = 4,2 kN/m. Le diaphragme est composé de panneaux de contreplaqué de 15,5 mm d'épaisseur et fixés avec des clous à pistolet pneumatique de 3 po (0,131 po de diamètre) espacés à 150 mm aux rives et 300 mm ailleurs. Il n'y a pas d'entremises entre les poutrelles de plancher (**figures 50 et 51**). Les semelles des poutrelles sont en SPF MSR 2100F_b – 1.8E. Les poutrelles de plancher sont appuyées sur des murs dont les sablières en 38 x 140 SPF n° 2 agiront comme membrures et étrésillons au diaphragme. Les sablières du mur sont doubles mais pour le calcul des membrures du diaphragme une seule sablière sera considérée pour tenir compte des joints.

Charge appliquée sur la longueur du plancher

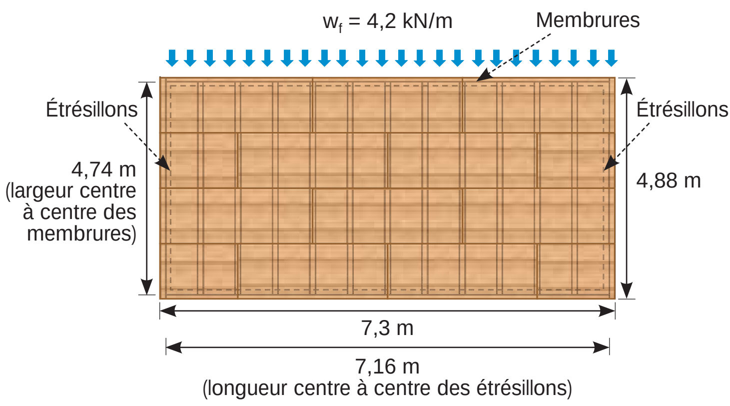


FIGURE 50 • Charge appliquée sur la longueur du plancher

Vérification du diaphragme :

V_f = 4,2 kN/m x 7,3 m / 2 = 15,33 kN

v_f = 15,33 kN / 4,88 m = 3,14 kN/m ≤ 4,67 kN/m (**tableau 11**, cas 1)

Vérification des membrures :

M_f = 4,2 kN/m x 7,16^2 m^2 / 8 = 26,91 kN m

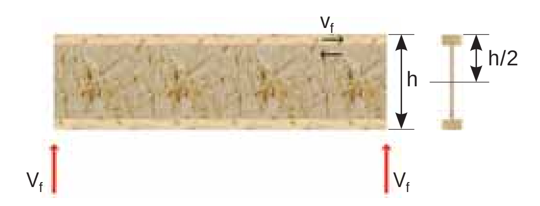
T_f = 26,91 kN-m / 4,74 m = 5,7 kN ≤ 39,37 kN (T_r, **tableau 4**)

La résistance en compression ne contrôle pas puisque la membrure est supportée latéralement par le diaphragme.

Ancrage du diaphragme aux étrésillons et aux membrures :

Ancrer le diaphragme aux membrures sur la largeur du plancher (aux étrésillons) pour v_f = 3,14 kN/m

Ancrer le diaphragme aux membrures sur la longueur du plancher pour le cisaillement v_f causé par l'effort de flexion soit sur l'équivalent d'une poutre en I profonde :



v_f = 15,33 kN / 4,74 m = 3,23 kN/m

$v_f = V_f\ Q/I$
$Q = A \times h/2$
$I = 2\ I_s + 2A\ (h/2)^2 \approx 2\ A\ h^2/4$
$v_f = V_f / h$

Charge appliquée sur la largeur du plancher

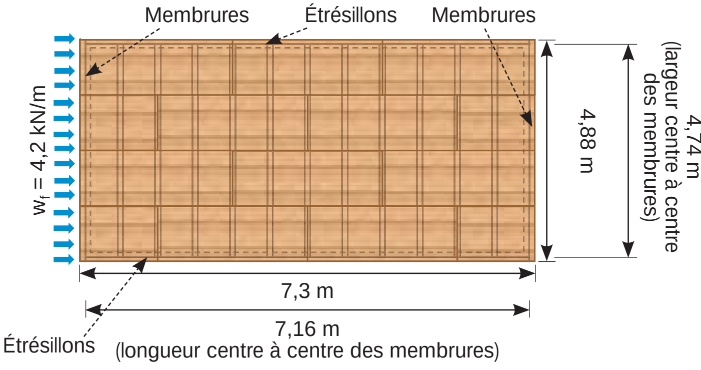


FIGURE 51 • Charge appliquée sur la largeur du plancher

Vérification du diaphragme :

V_f = 4,2 kN/m x 4,88 m / 2 =10,25 kN

v_f = 10,25 kN / 7,3 m = 1,4 kN/m $\leq$ 3,53 kN/m (**tableau 11**, cas 3)

Vérification des membrures :

M_f = 4,2 kN/m x $4{,}74^2$ m^2 / 8 = 11,8 kN m

T_f = 11,8 kN-m / 7,16 m = 1,65 kN $\leq$ 39,37 kN (T_r, **tableau 4**)

La résistance en compression ne contrôle pas puisque la membrure est supportée latéralement par le diaphragme.

Ancrage du diaphragme aux étrésillons et aux membrures :

Ancrer le diaphragme aux membrures sur la longueur du plancher (étrésillons) pour v_f = 1,4 kN/m

Ancrer le diaphragme aux membrures sur la largeur du plancher pour le cisaillement v_f causé par l'effort de flexion soit sur l'équivalent d'une poutre en I profonde :

$v_f = V_f / h$ = 10,25 kN / 7,16 m = 1,43 kN/m

Donc l'ancrage du diaphragme aux membrures se fera pour v_f max soit :

Largeur du plancher (4,88 m) : max [3,14 kN/m ; 1,43 kN/m] => 3,14 kN/m

Longueur du plancher (7,3 m) : max [3,23 kN/m ; 1,4 kN/m] => 3,23 kN/m

6.4.4 Calcul de la flèche des diaphragmes

La section 9.7 de la norme CSA O86-09 donne les équations pour déterminer les flèches des diaphragmes. Dans ces équations on retrouve 4 termes :

1- Flèche causée par le moment de flexion : ce calcul est basé sur la rigidité des membrures au périmètre des diaphragmes (EA)
2- Flèche causée par le cisaillement : ce calcul est basé sur la rigidité des panneaux de bois (B_v)
3- Flèche causée par le glissement dans les clous
4- Flèche causée par la déformation dans les entures des membrures au périmètre des diaphragmes

La flèche à mi-portée des diaphragmes avec entremises revêtus avec des panneaux de bois est donnée par l'équation suivante

$\Delta_d = 5vL^3/96EAL_D + vL/4B_v + 0.000614Le_n + \Sigma(\Delta_c x)/2L_D$

Δ_d : flèche du diaphragme à mi-portée, mm

v : effort tranchant maximal dû aux charges prévues, N/mm

L : longueur du diaphragme (perpendiculaire aux charges), mm

L_D : profondeur du diaphragme, mm

E : module d'élasticité des membrures, N/mm^2, (**tableau 12**)

A : aire de section des membrures, mm^2

B_v : rigidité au cisaillement en épaisseur du panneau de bois, N/mm (**tableau 12**)

e_n : déformation d'un clou sous une charge donnée, mm (**tableau 12**).
charge par clou (N) = vs
s : espacement des clous (mm) aux rives des panneaux de bois

$\Sigma(\Delta_c x)$: somme des glissements aux entures des membrures, Δ_c, pour les 2 côtés du diaphragme, chacun multiplié par sa distance x du côté le plus rapproché (voir exemple de calcul plus bas)

TABLEAU 12 • Valeurs de EA, B_v et e_n de certains matériaux

Membrures	EA[1,2] (N)
2x4 SPF n° 2	32129000
2x4 SPF MSR 2100F_b - 1.8E	41936800
2x6 SPF n° 2	50540000
2x6 SPF MSR 2100F_b - 1.8E	65968000
2x8 SPF n° 2	66424000
2x8 SPF MSR 2250F_b - 1.9E	91595200

Panneaux de bois	B_v[1,2] (N/mm)
OSB CSA O325 1R24/2F16 (7/16 po)	11000
OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po)	11000
OSB CSA O325 2R40/2F20 (19/32 po)	12000
Contreplaqué de résineux canadiens 12,5 mm (4 plis)	5700
Contreplaqué de résineux canadiens 15,5 mm (5 plis)	7100
Contreplaqué de Douglas 12,5 mm (4 plis)	6900
Contreplaqué de Douglas 15,5 mm (5 plis)	8400

Charge par clou (N)	Valeur de e_n[2,3] (mm)		
	clou à pistolet pneumatique 2½ po (0,120 po diam.)	clou à pistolet pneumatique 3 po (0,131 po diam.)	clou ordinaire (lisse) 3 po (0,144 po diam.)
300	0,19	0,14	0,12
400	0,3	0,22	0,18
500	0,46	0,31	0,25
600	0,69	0,42	0,33
700	1,04	0,57	0,43
800	-	0,8	0,57

Notes :

1 - Les résistances indiquées au tableau 12 sont calculées selon la norme CSA O86-09

2 - Les conditions d'utilisation sont en milieu sec (K_{SE} = 1,0) et pour des éléments d'ossature séchés (T.H. $\leq$ 15 %) avant la fabrication (K_{SF} = 1,0) et non traités (K_T = 1,0)

3 - Les valeurs e_n pour les clous à pistolet pneumatique ont été estimées par interpolation selon le diamètre du clou à partir du tableau A.9.7 de la norme CSA O86-09

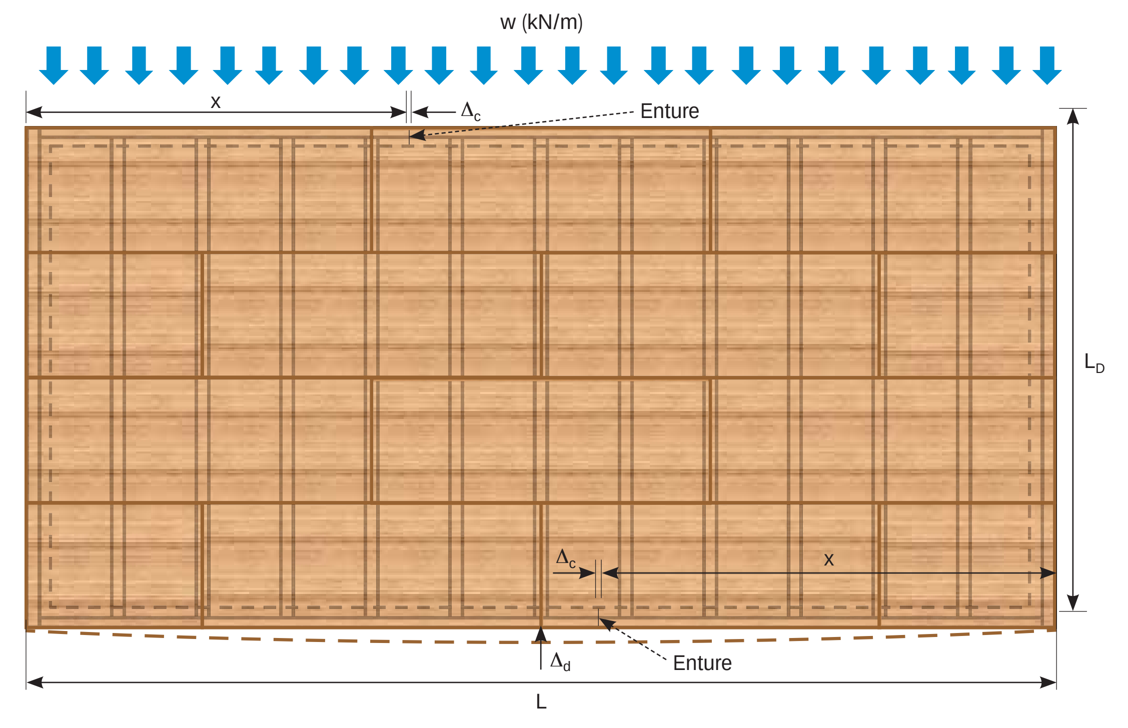


FIGURE 52 • Flèche du diaphragme

Exemple de calcul

Calculons la flèche du diaphragme de la **figure 52** pour les caractéristiques suivantes :

w_f = 4,2 kN/m (pondérée, charge de vent)

w = (4,2 kN/m ÷ 1,4) x 0,75 (l_w) = 2,25 kN/m (non pondérée, charge de vent)

L = 7300 mm

L_D = 4880 mm

X = 2600 mm

Panneaux de contreplaqué de résineux de 15,5 mm d'épaisseur et fixés avec des clous à pistolet pneumatique de 3 po (0,131 po de diamètre) espacés à 150 mm aux rives et 300 mm ailleurs => B_v = 7100 N/mm (**tableau 12**)

Ossature de plancher en poutrelles avec semelles en SPF MSR 2100 F_b – 1.8E

$v_f = w_f$ L / 2 L_D = 3,14 N/mm $\leq$ 4,67 kN/m (v_r, **tableau 11**, cas 1)

v = w L / 2 L_D = 1,68 N/mm

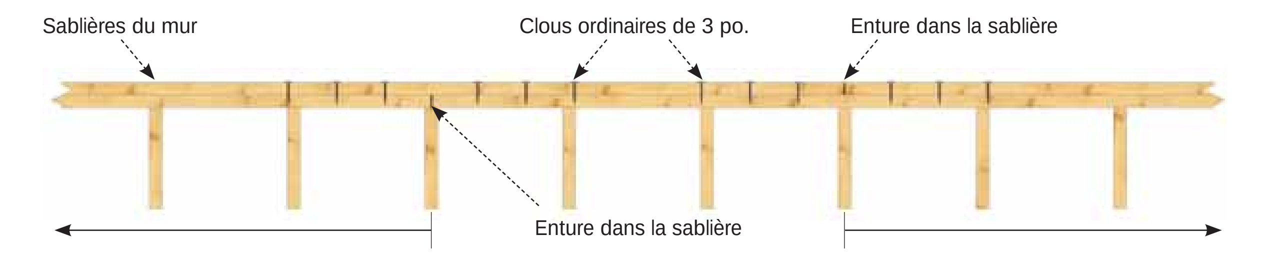
=>charge par clou = 1,68 N/mm x 150 mm = 252 N => e_n = 0,13 mm (**tableau 12**)

Membrures en 38 x 140 SPF n° 2 (sablière du mur) => EA = 50540000 N (**tableau 12**)

Moment à l'enture = M_x = w (x/2) (L-x) = 13747500 N-mm

Force à l'enture = M_x / (L_D -140) = 2900 N (non pondérée)

Force à l'enture pondérée = 2900 N x 1,4 / 0,75 = 5414 N



Résistance pondérée d'un clou de 3 po. ordinaire : 813 N (**tableau 13** avec $K_D = 1,15$)

Nombre minimum de clous requis à l'enture par côté = 5414 N / 813 N = 7 clous

Force non pondérée par clou = 2900 N / 7 clous = 414 N par clou => $e_n = 0,19$ mm (**tableau 12**) = Δ_c

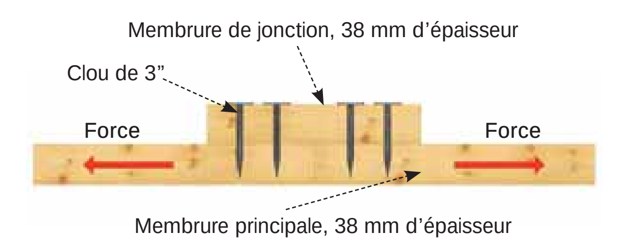
$\Sigma(\Delta_c x)$ = 4 entures x (0,19 mm x 2600 mm) = 1976 mm^2

$\Delta_d = 5vL^3/96EAL_D + vL/4B_v + 0.000614Le_n + \Sigma(\Delta_c x)/2L_D$

Δ_d = 0,14 mm + 0,43 mm + 0,58 mm + 0,20 mm = 1,4 mm

TABLEAU 13 • Résistance latérale pondérée d'un clou (kN)

Membrure	Clou à pistolet pneumatique 3" (0,131 po diam.)	Clou ordinaire (lisse) 3" (0,144 po diam.)
SPF nº 2	0,673	0,813
SPF MSR 2100F_b - 1.8E	0,726	0,879



Notes :

1 - Les résistances indiquées au **tableau 13** sont calculées selon la norme CSA O86-09 pour des conditions d'utilisation de courte durée ($K_D = 1,15$)

2 - Les conditions d'utilisation sont en milieu sec ($K_{SE} = 1.0$) et pour des éléments d'ossature séchés (T.H. ≤ 15 %) avant la fabrication ($K_{SF} = 1,0$) et non traités ($K_T = 1,0$)

3 - La limite élastique des clous de 3 po à pistolet pneumatique doit être d'au moins 615 Mpa

4 - L'installation des clous doit respecter les espacements et les distances de rive et d'extrémité prescrits au tableau 10.9.2.1 de la norme CSA O86-09 soient :
Espacement parallèle au fil : 16 x diam. du clou (SPF nº 2), 20 x diam. du clou (SPF MSR 2100 F_b - 1.8E)
Espacement perpendiculaire au fil : 8 x diam. du clou (SPF nº 2), 10 x diam. du clou (SPF MSR 2100 F_b - 1.8E)
Distance d'extrémité parallèle au fil : 12 x diam. du clou (SPF nº 2), 15 x diam. du clou (SPF MSR 2100 F_b - 1.8E)
Distance de rive perpendiculaire au fil : 4 x diam. du clou (SPF nº 2), 5 x diam. du clou (SPF MSR 2100 F_b - 1.8E)

Il est à noter que la norme CSA O86-09 ne fournit aucune directive concernant le calcul de la flèche des diaphragmes sans entremises. Par contre, le document de l'APA intitulé « Diaphragms and Shear Walls Design / Construction Guide » indique que la flèche d'un diaphragme sans entremises sera de l'ordre de 2,5 à 3 fois plus élevée qu'avec des entremises.

6.4.5 Conception des murs de refend

La résistance des murs de refend est calculée selon la section 9.5 de la norme CSA O86-09. Le **tableau 14** indique les résistances pondérées au cisaillement (v_r) pour des compositions de mur courantes. Ces résistances ont été calculées également pour des clous à pistolet pneumatique, qui sont couramment utilisés dans la construction. Les résistances indiquées au **tableau 14** sont pour des panneaux de bois installés d'un côté des colombages seulement. Lorsque des panneaux de bois sont installés de chaque côté des colombages, la résistance totale en cisaillement du mur de refend est égale à la somme des résistances individuelles de chaque côté. Il faut toutefois décaler les joints des panneaux de sorte qu'ils se retrouvent sur des éléments d'ossature différents.

Attention: Il existe sur le marché un vaste choix de clous à pistolet pneumatique de différents diamètres pour une même longueur, et avec différentes nuances d'acier. Les résistances indiquées au **tableau 14** sont basées sur des longueurs, des diamètres et des nuances d'acier couramment disponibles sur le marché. Le concepteur des murs de refend doit cependant indiquer clairement sur ses plans les caractéristiques complètes des clous exigés pour le projet.

TABLEAU 14 • Résistance pondérée au cisaillement des murs de refend avec entremises

			Résistance pondérée au cisaillement, v_r (kN/m)			
			Clous à pistolet pneumatique de 2½ po (0,120 po diam)		Clous à pistolet pneumatique de 3 po (0,131 po diam)	Clous ordinaires (lisses) de 3 po (0,144 po diam)
Colombages	Espacement des colombages	Espacement des clous aux rives des panneaux (mm)	Panneau OSB CSA O325 1R24/2F16 (7/16 po) ou contreplaqué 11 mm	Panneau OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po) ou contreplaqué 12,5 mm	Panneau OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po) ou contreplaqué 12,5 mm	Panneau OSB CSA O325 2R32/2F16 (15/32 po) ou contreplaqué 12,5 mm
SPF nº 2	≤ 406 mm	150	4,02	4,02	4,47	5,41
		100	5,83	5,83	6,65	8,05
		75	7,54	7,54	8,68 **+**	10,50 **+**
	610 mm	150	3,69	4,02	4,47	5,41
		100	5,38	5,83	6,65	8,05
		75	6,91	7,54	8,68 **+**	10,50 **+**
SPF MSR 2100F_b - 1.8E	≤ 406 mm	150	4,52	4,52	5,03	6,09
		100	6,56	6,56	7,49	9,06
		75	8,48	8,48	9,75 **+**	11,80 **+**
	610 mm	150	4,14	4,52	5,03	6,09
		100	6,05	6,56	7,49	9,06
		75	7,78	8,48	9,75 **+**	11,80 **+**

+ L'ossature aux bordures des panneaux adjacents doit être constituée d'au moins 2 éléments d'ossature de 38 mm de largeur reliés ensemble de façon à transmettre les efforts pondérés de cisaillement

Notes:

1 - Les résistances indiquées au **tableau 14** sont calculées selon la norme CSA O86-09 pour une application de la charge de courte durée (K_D = 1,15).

2 - Les conditions d'utilisation sont en milieu sec (K_s = 1,0) et pour des éléments d'ossature séchés (teneur en humidité ≤ 15%) avant la fabrication (K_{SF} = 1,0) et non traités (K_T = 1,0).

3 - Les panneaux doivent être posés directement sur l'ossature.

4 - Toutes les rives des panneaux sont appuyées sur des éléments d'ossature de 38 mm de largeur ou plus (colombages avec entremises à toutes les rives des panneaux, J_{ub} = 1,0).

5 - Les panneaux peuvent être posés horizontalement ou verticalement à l'aide de clous espacés à 300 mm le long des éléments intermédiaires.

6 - Si les panneaux sont posés des deux côtés d'un mur, les joints de panneaux doivent être décalés de façon à se retrouver sur des éléments d'ossature différents.

7 - Coefficient de l'effet des ancrages de retenue J_{hd} = 1,0 (ancrages de retenue utilisés ou la charge permanente sur le mur est suffisante pour résister aux efforts de renversement. Voir 6.4.8).

8 - Les résistances indiquées au **tableau 14** incluent le coefficient de réduction pour le diamètre des clous à pistolet pneumatique, J_n.
(J_n = 0,88 pour clous de 2½ po avec diamètre de 0,120 po. J_n = 0,83 pour clous de 3 po avec diamètre de 0,131 po).
La limite élastique des clous à pistolet pneumatique doit être d'au moins 635 MPa pour les clous de 2½ po et de 615 MPa pour les clous de 3 po.

Agencement des panneaux de revêtement avec entremises

Les résistances pondérées au cisaillement indiquées au **tableau 14** sont basées sur des murs à colombages avec entremises à tous les joints de panneaux et selon les agencements montrés à la **figure 53**.

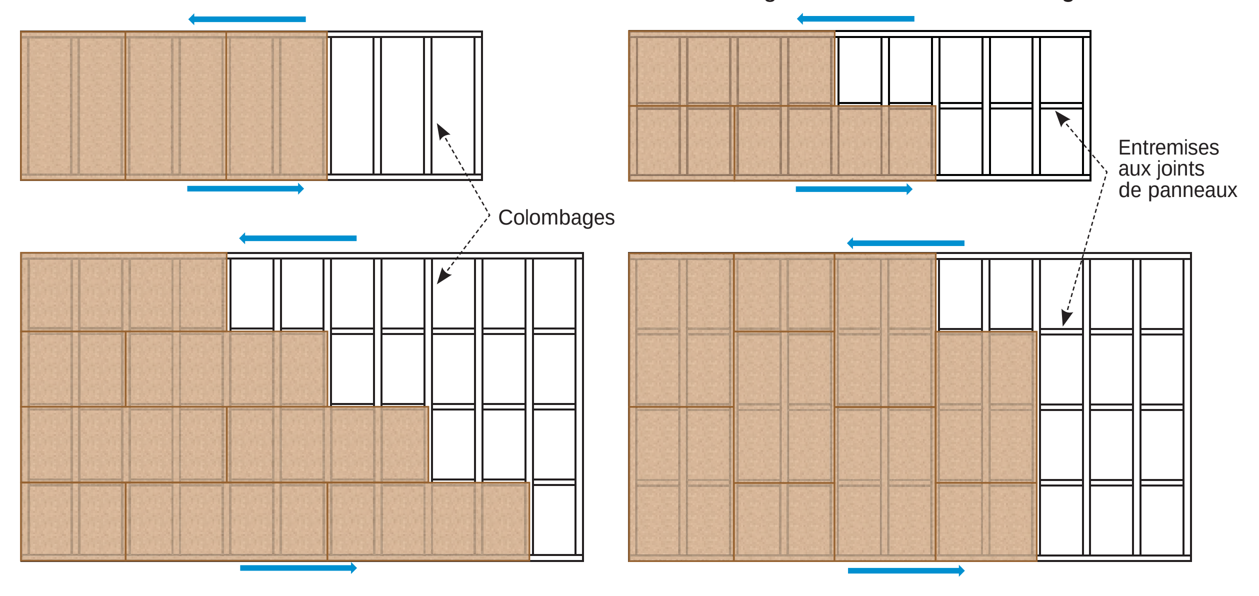


FIGURE 53 • Agencement des panneaux de mur de refend avec entremises

Murs de refend sans entremises

Pour des murs de refend dont la hauteur ne dépasse pas 4,88 m (16 pi), il est permis de ne pas installer d'entremises. Cependant la longueur des segments de murs ne doit pas être inférieure à la moitié de la hauteur ($L \geq H/2$) et l'agencement des panneaux de revêtement doit être fait selon la **figure 54**. De plus, il faut réduire la résistance au cisaillement en appliquant le coefficient J_{ub} (**tableau 15**).

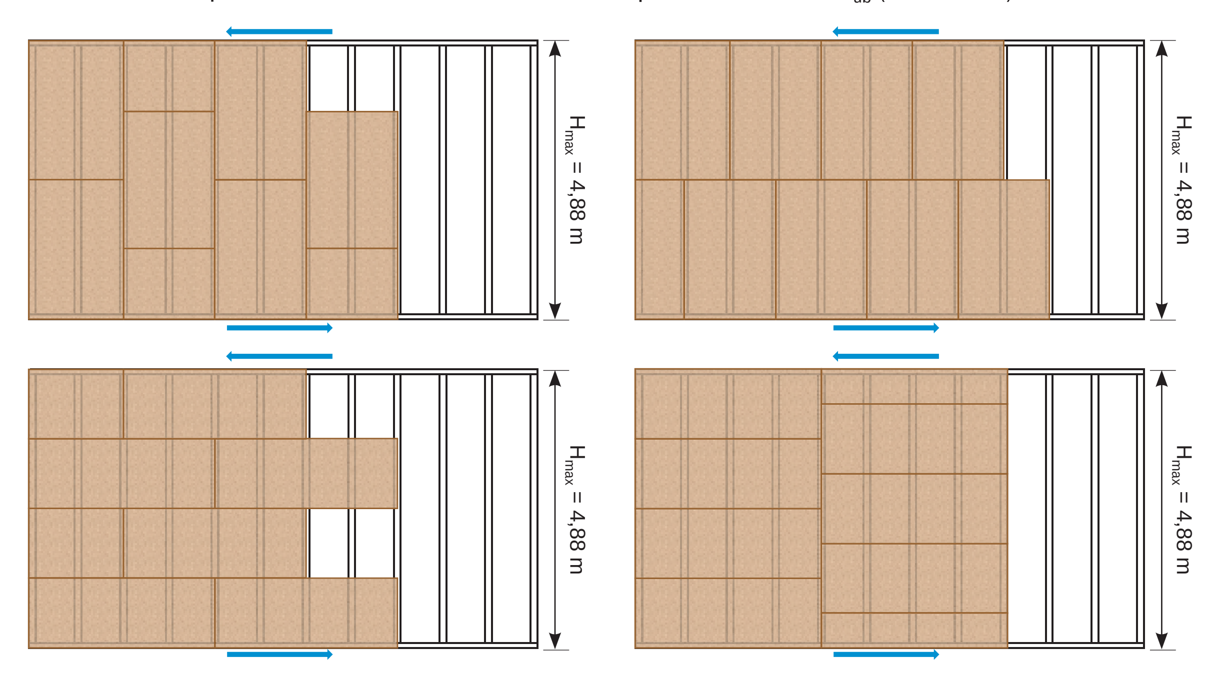


FIGURE 54 • Agencement des panneaux de mur de refend sans entremises

TABLEAU 15 • Coefficient d'ajustement de résistance, J_{ub}, pour les murs de refend sans entremises

Espacement des clous aux rives supportées, mm	Espacement des clous aux colombages intermédiaires, mm	Coefficient J_{ub} pour mur de refend sans entremises			
		Espacement des colombages, mm			
		305	406	488	610
150	150	1,0	0,8	0,6	0,5
150	300	0,8	0,6	0,5	0,4

Note :

1 - La résistance prévue au cisaillement d'un mur de refend sans entremises doit être calculée en multipliant la résistance prévue au cisaillement d'un mur de refend avec entremises (**tableau 11**) dont les colombages sont espacés de 610 mm et dont les clous des panneaux sont espacés de 150 mm sur les rives et de 300 mm le long des éléments d'ossature intermédiaire, par le coefficient J_{ub}.

2 - Le coefficient J_{ub} ne s'applique que pour des panneaux structuraux en bois.

6.4.6 Ouvertures dans les murs

Il est rare que les murs de refend soient sans ouvertures (portes, fenêtres). Dans ce cas, la norme canadienne nous demande alors de considérer uniquement les segments de murs de pleine hauteur entre les ouvertures comme étant efficaces à résister aux charges latérales de cisaillement. De plus, les segments de murs doivent avoir une largeur suffisante (**figure 55**) pour être considérés soit :

$L_w \geq \frac{H_s}{3,5}$ pour un mur avec entremises

$L_w \geq \frac{H_s}{2,0}$ pour un mur sans entremises $(H_s \leq 4\,880\ mm\ (16\ pi))$

Segment de mur

$H_s \leq 3{,}5L_w$ (avec entremises)

$H_s \leq 4{,}88$ m, et

$H_s \leq 2{,}0L_w$ (sans entremises)

L_w

FIGURE 55 • Rapport géométrique minimal d'un segment de mur de refend

Par conséquent, la résistance d'un mur de refend est égale à la somme de la résistance latérale des segments de murs. Par exemple, la résistance du mur de refend avec entremises montré à la **figure 56** est égale à la somme des résistances des segments de mur montrés à la **figure 57**, soient les segments de mur nº 1 + nº 2 + nº 3 + nº 4 + nº 5.

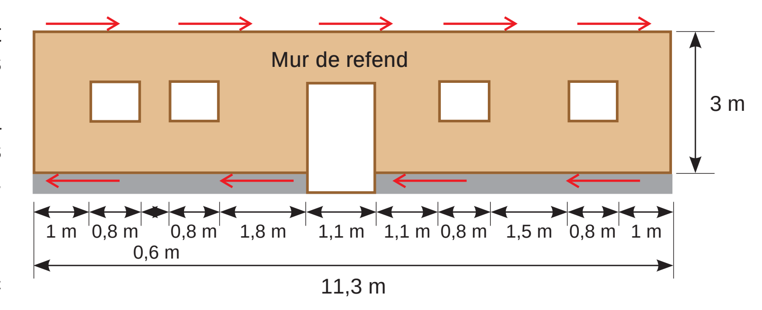


FIGURE 56 • Mur de refend avec ouvertures

La force de cisaillement appliquée dans le haut d'un mur de refend qui comporte des ouvertures sera donc répartie sur chacun des segments. Comme première hypothèse, on suppose que chaque segment va reprendre une partie de cette charge au prorata de sa largeur, pourvu que les segments aient la même composition de mur et le même type d'ancrage.

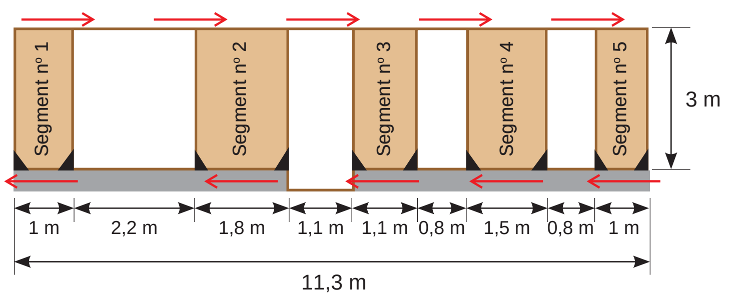


FIGURE 57 • Segments de mur de refend

Par exemple, supposons que les segments de mur de la **figure 57** ont les largeurs et les spécifications suivantes :

- Force de cisaillement totale appliquée sur le mur : 20 kN (pondérée)
- Colombages de mur en 2 x 6 SPF nº 2 S-Dry et espacés à 406 mm c/c
- Utilisation en milieu sec

- Revêtement en OSB CSA-O325 1R24/2F16 (7/16")
- Clous à pistolet pneumatique de 2½" (diamètre de 0,120") à 150 mm c/c aux rives des panneaux
- Segments de mur avec entremises et ancrages de retenue
- Hauteur des segments de mur : 3 m
- Résistance pondérée au cisaillement du mur selon le **tableau 14** : 4,02 kN/m
- Largeur des segments de mur :
  - Segment n° 1 : 1,0 m
  - Segment n° 2 : 1,8 m
  - Segment n° 3 : 1,1 m
  - Segment n° 4 : 1,5 m
  - Segment n° 5 : 1,0 m
  - **Total des segments** : 6,4 m

La résistance totale du mur sera donc de :
4,02 kN/m x 6.4 m = **25,7 kN ≥ 20 kN**, acceptable.

Selon la longueur des segments, chaque segment devra résister à une force de cisaillement de :

Segment n° 1 : 3,12 kN (1,0 / 6,4 x 20 kN)

Segment n° 2 : 5,63 kN (1,8 / 6,4 x 20 kN)

Segment n° 3 : 3,44 kN (1,1 / 6,4 x 20 kN)

Segment n° 4 : 4,69 kN (1,5 / 6,4 x 20 kN)

Segment n° 5 : 3,12 kN (1,0 / 6,4 x 20 kN)

Chaque segment devra donc résister à une force de cisaillement de 3,12 kN/m (20 kN / 6,4 m). Cette répartition de charge basée sur la longueur des segments est approximative. Étant donné que tous les segments font partie du même mur, ils vont obligatoirement se déformer également sous l'effet de la force de cisaillement. Par conséquent, la répartition réelle de la charge se fera plutôt selon la rigidité de chacun de ces segments comme illustré à la **sous-section 6.4.12** de ce guide.

Les collecteurs

Les segments de mur de refend sont reliés entre eux par des membrures que l'on appelle des collecteurs (**figure 58**). Ces collecteurs doivent être dimensionnés pour transmettre les charges d'un segment de mur de refend à l'autre. On se sert souvent des sablières pour agir comme collecteur.

Exemple de calcul des collecteurs

Reprenons l'exemple précédent.

Force de cisaillement au sommet du mur :
20 kN / 11,3 m = 1,77 kN/m

Force de cisaillement transférée aux segments de mur de refend : 20 kN / 6,4 m = 3,12 kN/m

Distribution des forces dans le collecteur :

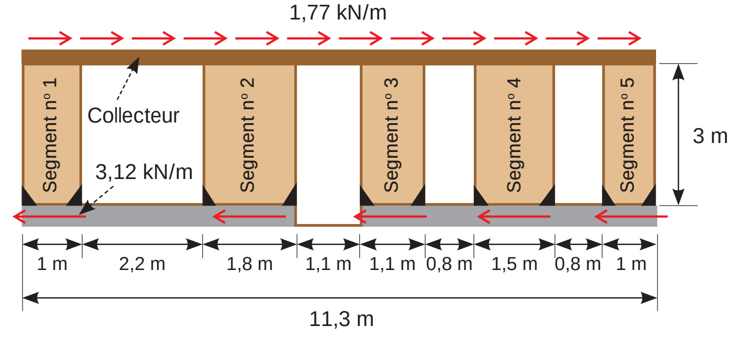
(1,77 kN/m x 1 m) - (3,125 kN/m x 1m) = **-1,36 kN**

- 1,36 kN + (1,77 kN/m x 2.2 m) = **2,54 kN**

2,54 kN + (1,77 kN/m x 1,8 m) – (3,125 kN/m x 1,8 m) = **0,1 kN**

0,1 kN + (1,77 kN/m x 1,1 m) = **2,05 kN**





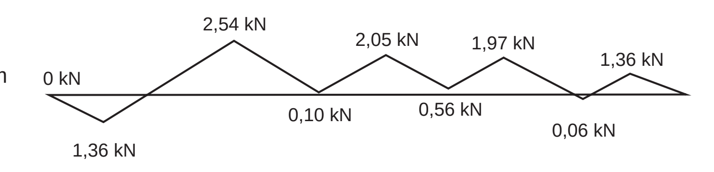


Diagramme de distribution des forces dans le collecteur

FIGURE 58 • Collecteur des segments de mur de refend

Selon le diagramme de distribution des forces dans le collecteur, la force maximale à laquelle devra résister le collecteur est 2,54 kN. On se servira de la sablière double du mur en 38 x 140 SPF nº 2 comme collecteur. Toutefois, on ne considérera qu'un élément seulement en raison des joints dans les sablières. Le chevauchement des joints devra permettre de transférer la force de 2,54 kN.

Selon le **tableau 4**
(K_D = 1,15, sans partage des charges) :
T_r = 39,37 kN > 2,54 kN

La résistance en compression ne contrôle pas le calcul puisque la sablière est supportée latéralement par le diaphragme.

6.4.7 Répartition des charges latérales sur les segments de mur de refend

Les charges latérales de vent et sismiques sont déterminées selon le Code national du bâtiment du Canada (CNBC) et réparties à chaque étage du bâtiment (forces F1, F2, F3, voir **figure 59**). Les forces de cisaillement pondérées par étage, V_{fi}, sont cumulatives en partant du toit vers les étages inférieurs. Par la suite, ces forces de cisaillement vont se répartir entre les segments de murs à chaque étage (V_{fsij}). Tel que mentionné dans l'exemple précédent, la répartition de la charge de cisaillement peut se faire dans un premier temps selon la résistance de chaque segment. Pour des segments ayant la même composition et les mêmes conditions d'ancrage, la répartition de la force de cisaillement se fera au prorata de la longueur des segments.

Par exemple : $V_{fs31} = V_{f3}$ x L1 / (L1 + L3)

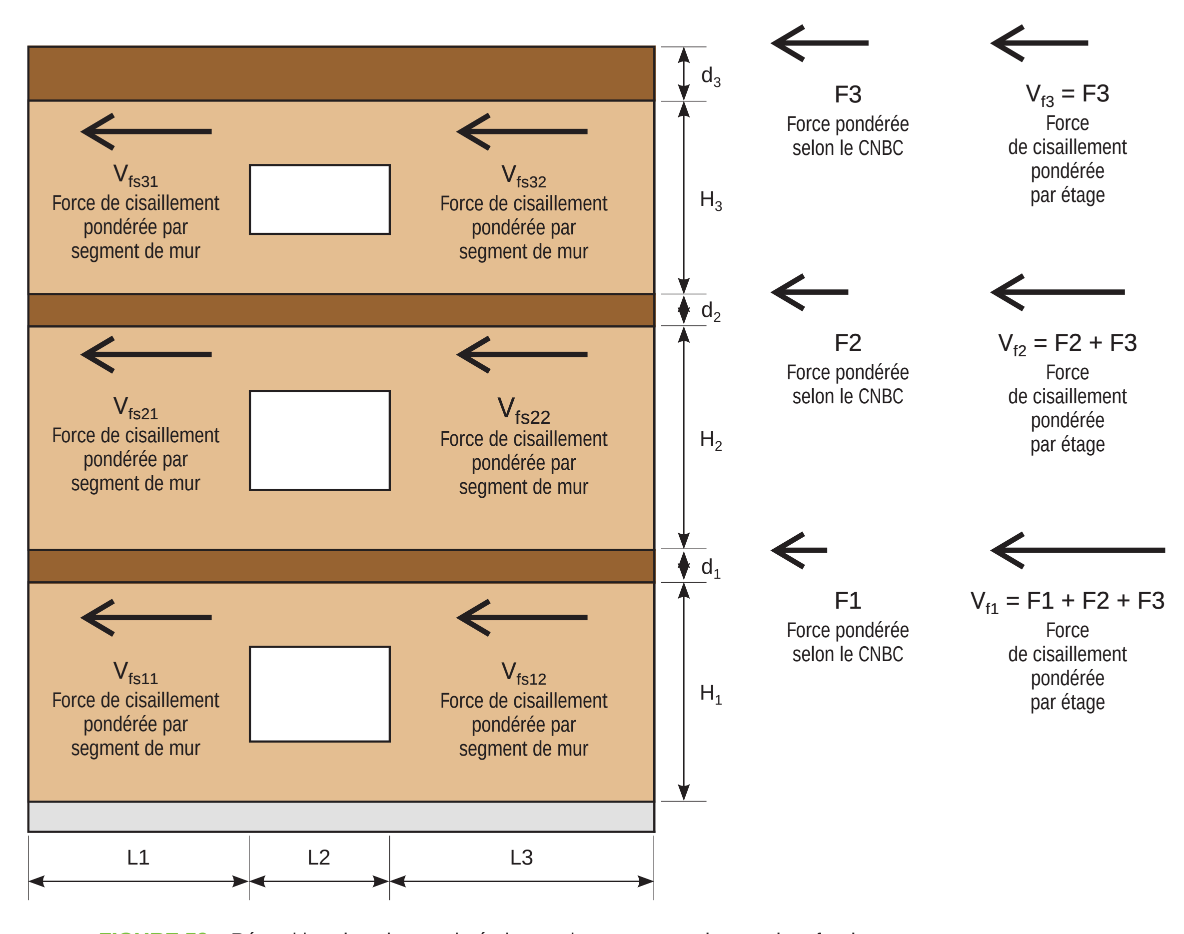


FIGURE 59 • Répartition des charges latérales sur les segments de mur de refend

6.4.8 Coefficient de l'effet d'absence des ancrages de retenue J_{hd}

Traditionnellement, chaque segment de mur de refend est conçu avec des membrures et des ancrages de retenue à chaque extrémité (**figure 60**). Ainsi, les efforts de renversement sont transmis aux membrures d'extrémité des segments de mur de refend par le biais des ancrages de retenue. Les efforts de cisaillement horizontaux sont transmis aux panneaux de revêtement en bois par le biais du clouage à l'ossature.

Il est permis dans certaines conditions de ne pas installer d'ancrages de retenue aux extrémités, mais seulement des ancrages (boulons) aux lisses basses et sablières (**figure 61**). Cependant, les efforts de renversement seront transmis par le revêtement et la résistance au cisaillement du mur de refend sera réduite en raison de l'effet combiné des charges horizontales et verticales appliquées au clouage du revêtement, d'où l'application du coefficient de réduction J_{hd}.

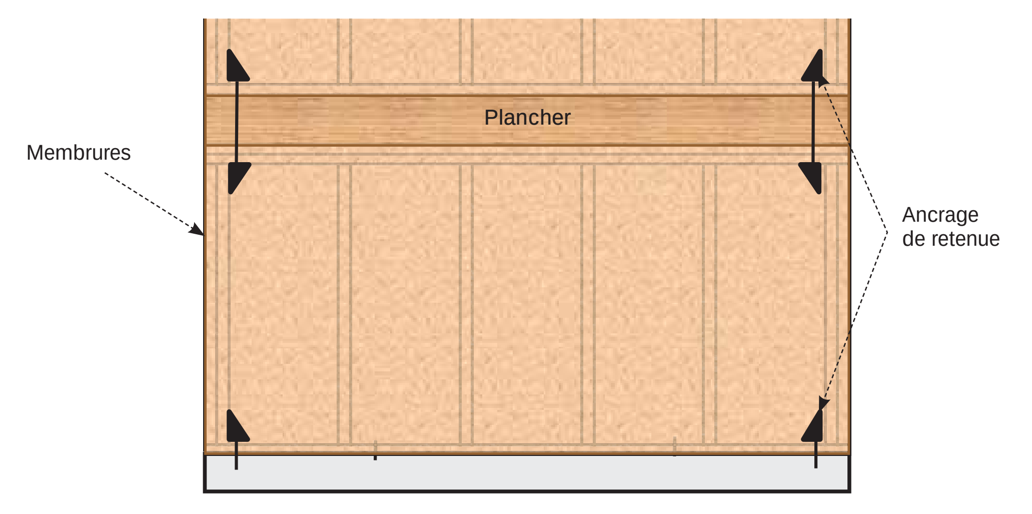


FIGURE 60 • Segment de mur de refend avec ancrages de retenue

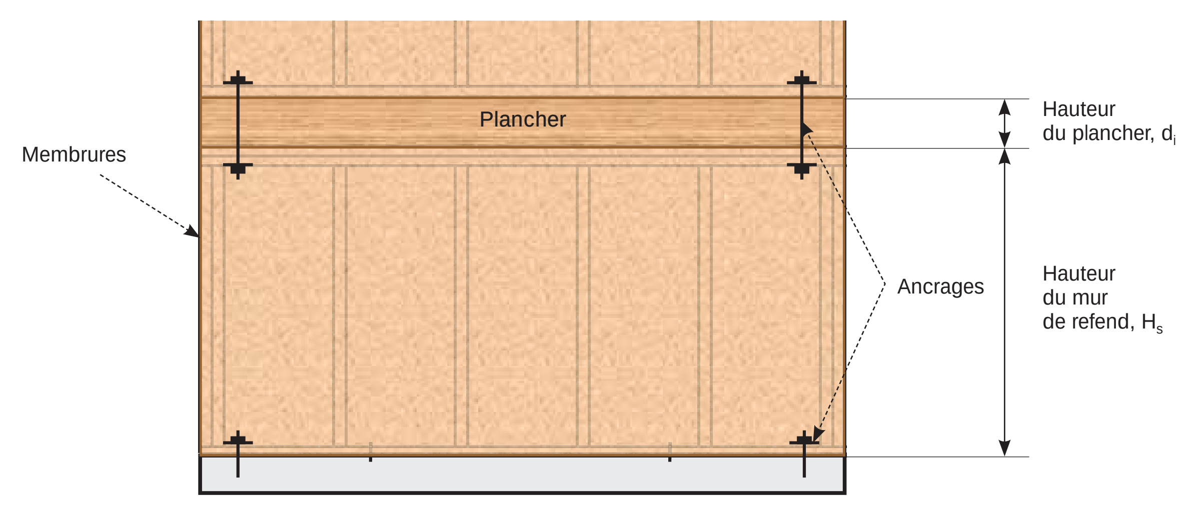
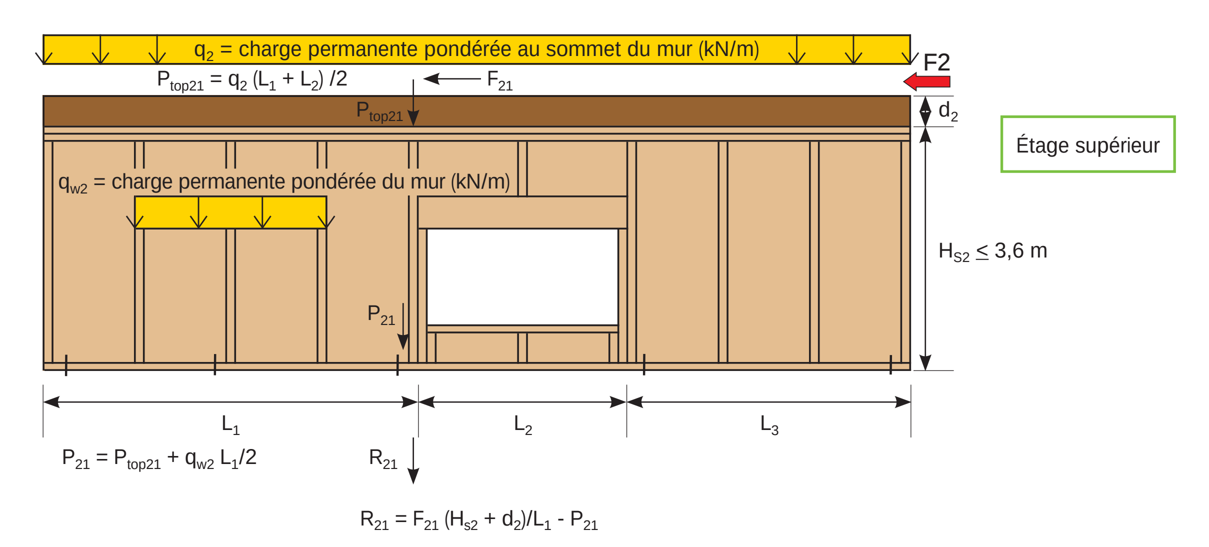


FIGURE 61 • Segment de mur de refend sans ancrage de retenue

Les conditions dans lesquelles il n'est pas nécessaire d'utiliser des ancrages de retenue sont les suivantes :

1 - La somme des résistances pondérées au cisaillement des deux côtés du mur de refend est inférieure à 8,3 kN/m (**tableau 14**) en considérant J_{hd} = 1,0 ;
2 - Le diamètre maximal des clous utilisé est de 3,25 mm (0,128 po) et leur espacement minimal est de 100 mm ;
3 - La hauteur du mur de refend (H_s) est inférieure à 3,6 m ;
4 - L'effort de retenue pondéré contre le soulèvement au bas de la membrure d'extrémité du segment de mur de refend, P_{ij} est > 0 (charge appliquée vers le bas) (**figure 62**) ;
5 - La résistance pondérée du mur de refend est corrigée par le coefficient J_{hd}.

Si une de ces conditions n'est pas respectée, des ancrages de retenue doivent être installés.



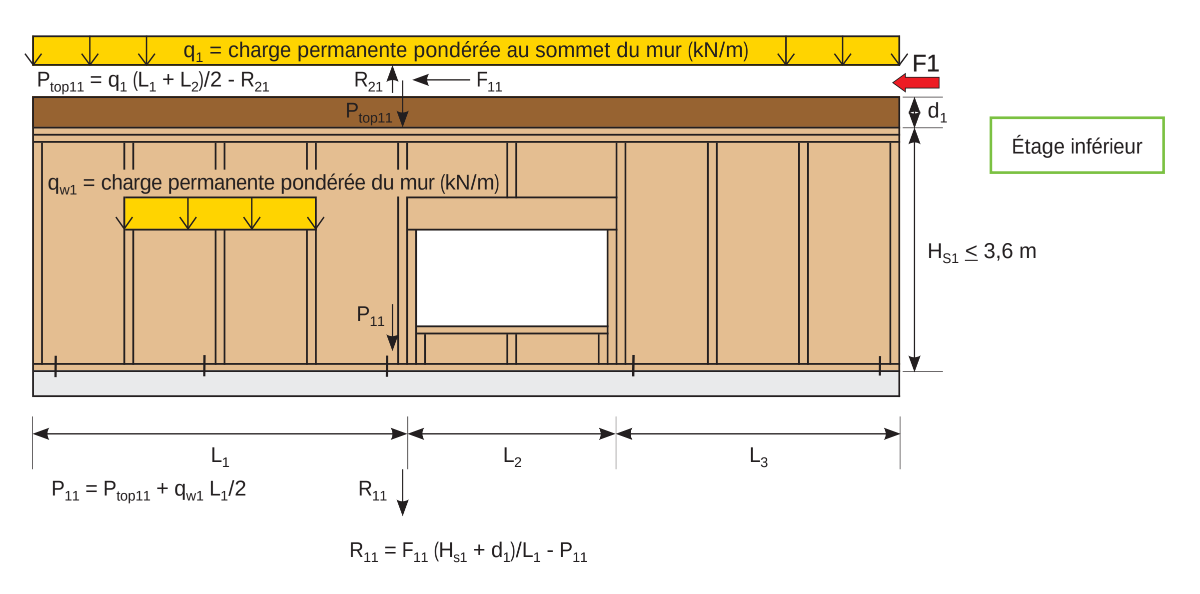


FIGURE 62 • Charges appliquées sur les segments de mur de refend

$P_{top\ ij}$ = effort de retenue pondéré contre le soulèvement pour l'étage i exercé au sommet de la membrure d'extrémité du segment de mur de refend j (kN)

P_{ij} = effort de retenue pondéré contre le soulèvement pour l'étage i exercé au bas de la membrure d'extrémité du segment de mur de refend j (kN)

R_{ij} = résultante de renversement à l'étage i au bas de la membrure d'extrémité du segment j (kN)

L_{wj} = longueur du segment j (m)

F_{ij} = force de cisaillement pondérée pour l'étage i appliquée au segment j (kN).

6.4.9 Calcul du J_{hd}

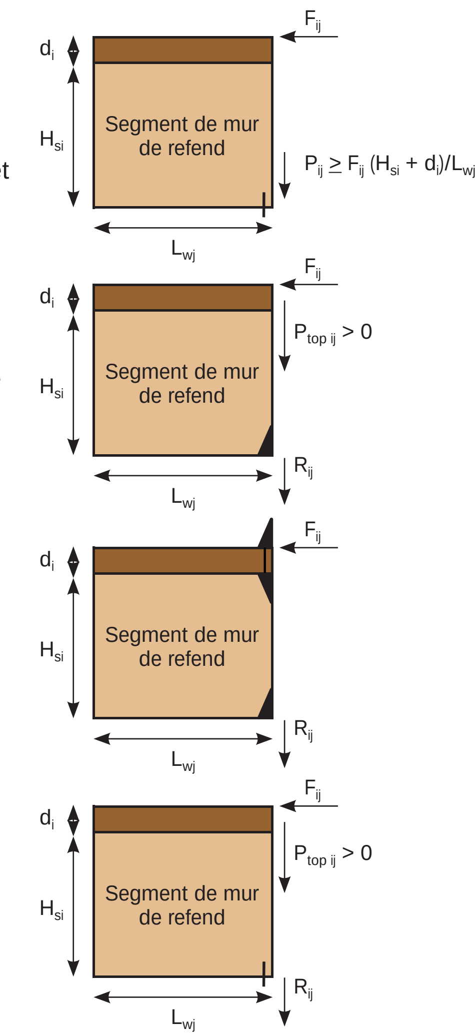
Cas 1 : J_{hd} = 1,0 pour les 3 situations suivantes :

a - La charge permanente est suffisante pour résister aux effets de renforcement ($P_{ij} \geq F_{ij} (H_{si} + d_i)/L_{wj}$), aucun soulèvement net à la base du segment de mur) ;

b - Ancrage de retenue qui résiste à l'effort de renversement à la base du mur de refend et pas de soulèvement à la partie supérieure du mur de refend ($P_{top\ ij} > 0$) ;

c - Ancrages de retenue en bas et en haut du mur de refend.

Cas 2 : Lorsqu'il n'y a pas d'effet net de soulèvement à la partie supérieure du segment de mur de refend ($P_{top\ ij} \geq 0$) et qu'il n'y a pas d'ancrage de retenue au bas du segment de mur de refend permettant de résister au renversement.



$J_{hd} = (1 + 2 P_{ij} / V_{hd} + (H_{si} / L_{Wj})^2)^{½} - (H_{si} / L_{Wj}) \leq 1{,}0$

V_{hd} = résistance pondérée au cisaillement des deux côtés du segment de mur de refend en utilisant $J_{hd} = 1{,}0$ (kN)

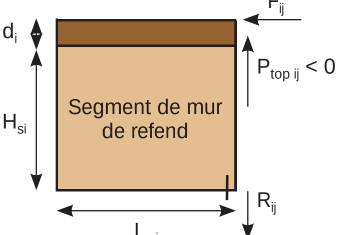
$V_{hd} = \Sigma (v_{rs} J_n J_{ub} + v_{rg}) \times L_{wj}$

v_{rs} = résistance pondérée au cisaillement du segment de mur de refend revêtu de panneaux de bois (kN/m) (voir **tableau 14**)

J_n = coefficient pour clous autres que des clous ordinaires (déjà pris en compte au **tableau 14**)

J_{ub} = coefficient d'ajustement de résistance pour mur de refend sans entremises (**tableau 15**)

v_{rgs} = résistance pondérée au cisaillement du segment de mur de refend revêtu de panneaux de gypse (voir **sous-section 6.4.11**)



Cas 3: Lorsqu'il y a un ancrage de retenue au bas du segment de mur de refend mais sans ancrage de retenue au sommet et $P_{top\ ij}$ est < 0 (soulèvement) en raison des étages supérieures.

$J_{hd} = (V_{hd} + P_{top\ ij})/V_{hd}) \leq 1{,}0$

6.4.10 Efforts dans les membrures d'extrémité des segments de mur de refend

La résistance au renversement de chaque segment de mur de refend est assurée par les membrures d'extrémité de ces segments. Ces membrures doivent être conçues de sorte que leur résistance pondérée à la traction et à la compression soit supérieure aux charges axiales pondérées causées par le moment de renversement (M).

Pour les charges de vent:	$P_f = M/h + 1{,}25\ P_D \leq P_r$ (tableaux 2 à 7 avec $K_D = 1{,}15$)
	$T_f = M/h – 0{,}9\ P_D \leq T_r$ (tableaux 2 à 7 avec $K_D = 1{,}15$)
Pour les charges sismiques:	$P_f = M/h + P_D \leq P_r$ (tableaux 2 à 7 avec $K_D = 1{,}15$)
	$T_f = M/h – P_D \leq T_r$ (tableaux 2 à 7 avec $K_D = 1{,}15$)

M est le moment de renversement d'un segment de mur de refend «j» à un étage donné «i» qui est égal la somme des moments de renversement du segment de mur de cet étage et des segments de mur de tous les étages au-dessus jusqu'au toit, soit:

$$M = \sum_i^{toit} M_{sij}$$

$$M_{sij} = V_{fsij} \times (H_i + d_i)$$

Par exemple, le moment de renversement du segment nº 1 de l'étage 1 montré à la **figure 59** sera:

$$M_{s11} = [V_{fs11} \times (H_1 + d_1)] + [V_{fs21} \times (H_2 + d_2)] + [V_{fs31} \times (H_3 + d_3)]$$

La valeur h est la distance centre à centre des membrures d'extrémité du segment. Si aucun ancrage de retenue n'est utilisé, il n'est pas nécessaire de concevoir la membrure d'extrémité en traction du segment de mur de refend puisque la charge de soulèvement est reprise par le revêtement. La **figure 63** indique les valeurs de h à considérer pour le calcul du moment de renversement.

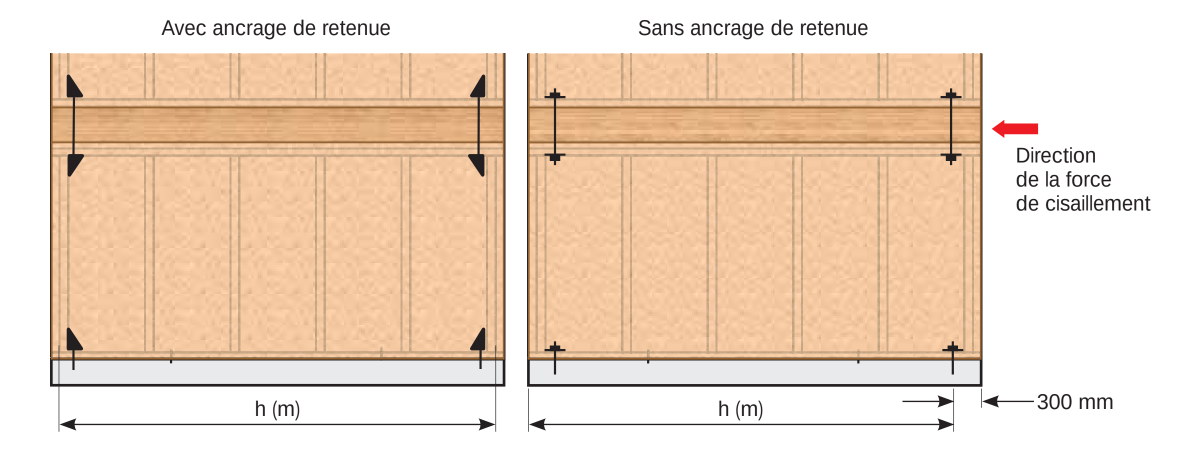


FIGURE 63 • Distance h pour le calcul du moment de renversement

La valeur P_D est la charge permanente prévue (non pondérée) appliquée sur la membrure d'extrémité du segment de mur de refend cumulée du toit jusqu'à la sablière au-dessus du segment de mur de refend à calculer.

6.4.11 Contribution des panneaux de gypse

La norme CSA O86 permet de considérer la contribution des panneaux de gypse dans le calcul de la résistance des murs de refend. Toutefois, certaines conditions s'appliquent :

1 - Panneaux de gypse de type X (résistant au feu) conformes à la norme ASTM C 36 ;
2 - Panneaux de gypse de 12,5 mm ou 15,9 mm d'épaisseur ;
3 - Hauteur maximale de l'étage de 3,6 m ;
4 - Panneaux de gypse utilisés en combinaison avec des panneaux de bois et dont la contribution ne doit pas dépasser certains pourcentages des efforts totaux comme indiqué au tableau 9.5.4 de la norme CSA O86-09 ;
5 - Le coefficient de ductilité R_d est égal à 2,0 et le coefficient de sur-résistance R_o est égal à 1,7 pour le calcul des forces sismiques lorsque la contribution des panneaux de gypse est considérée dans le calcul de la résistance des murs de refend.

Dans le présent guide, la contribution des panneaux de gypse n'a pas été prise en compte.

6.4.12 Calcul de la flèche des murs de refend

La section 9.7 de la norme CSA O86-09 donne les équations pour déterminer la flèche des murs de refend. Dans ces équations, on retrouve quatre termes :

1 - Flèche causée par le moment de flexion : ce calcul est basé sur la rigidité des poteaux d'extrémité des murs de refend (EA) ;
2 - Flèche causée par le cisaillement : ce calcul est basé sur la rigidité des panneaux de bois (B_v) ;
3 - Flèche causée par le glissement dans les clous ;
4 - Flèche causée par la déformation des ancrages aux extrémités des murs de refend.

La flèche au sommet des murs de refend avec entremises revêtus avec des panneaux de bois est donnée par l'équation suivante (**figure 64**) :

$\Delta_{sw} = 2vH_s^3/3EAL_s + vH_s/B_v + 0.0025H_se_n + H_sd_a/L_s$

Δ_{sw} : flèche du mur de refend, mm

v : effort tranchant maximal au sommet du mur dû aux charges latérales prévues, N/mm

H_s : hauteur du segment de mur de refend, mm

E : module d'élasticité des poteaux d'extrémité du segment de mur, N/mm² (**tableau 12**)

A : aire des poteaux d'extrémité du segment de mur, mm²

B_v : rigidité au cisaillement en épaisseur du panneau de bois, N/mm. (**tableau 12**)

e_n : déformation d'un clou sous une charge donnée, mm (**tableau 12**).
charge par clou (N) = vs
s : espacement des clous (mm) aux rives des panneaux de bois

d_a : déformation des ancrages de retenue (glissement et rotation), mm (Consulter la documentation des fabricants. En l'absence d'ancrage de retenue, la valeur d_a peut être déterminée selon une équation empirique fournie à l'article 9.7.1.1 de la norme CSA O86-09)

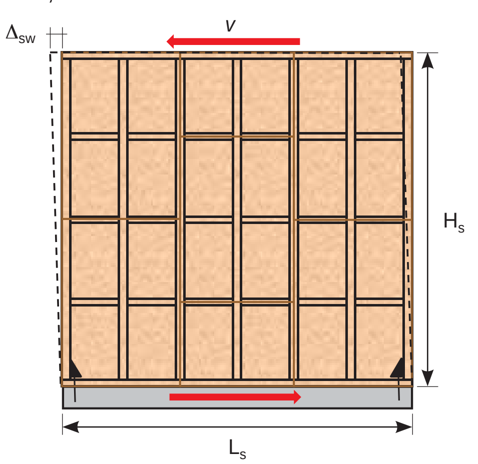


FIGURE 64 • Flèche d'un segment de mur de refend

Pour les murs de refend sans entremises, la flèche Δ_{ub} peut être obtenue par l'équation suivante :

$\Delta_{ub} = \Delta_{sw} / J_{ub}$

J_{ub} : coefficient d'ajustement de résistance pour mur de refend sans entremises (voir **tableau 15**)

Exemple de calcul

Reprenons l'exemple des **figures 56** et **57** et calculons la flèche des segments.

- Force de cisaillement totale prévue appliquée sur le mur, **V = 10,7 kN** (charge due au vent, non-pondérée, incluant I_w = 0,75)
- Force de cisaillement totale pondérée appliquée sur le mur, **V_f = 20 kN** (charge due au vent)
- Charge permanente au sommet du mur : q = 1 kN/m (non pondérée)
- Charge permanente du mur q_w = 1,5 kN/m (non-pondérée)
- Poteau d'extrémité de chaque segment de mur : 2 - 38x140 SPF nº 2 S-Dry
- Revêtement en OSB CSA O325 1R24/2F16 (7/16 po)
- Clous à pistolet pneumatique de 2½ po (diamètre de 0,120 po) à 150 mm c/c aux rives des panneaux
- Segments de mur avec entremises et ancrages de retenue (HDU2-SDS2.5 de Simpson, T_r = 12,9 kN, déformation (d_a) = 2,34 mm pour T_r)

Le **tableau 16** présente le sommaire des résultats obtenus. La force de cisaillement est répartie à chaque segment au prorata de sa longueur (**figure 65**).

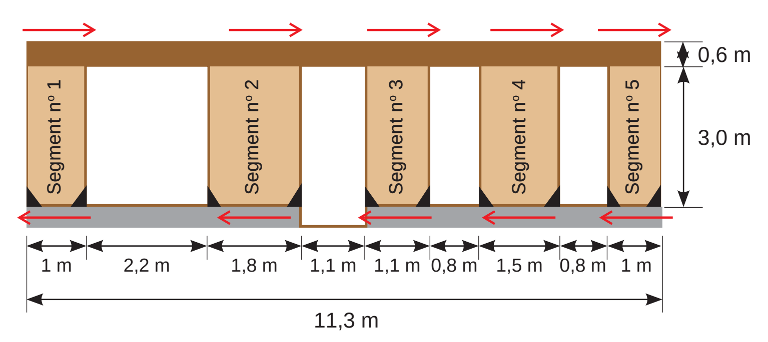


FIGURE 65 • Segments de mur de refend

TABLEAU 16 • Flèche des segments de mur calculée au prorata des longueurs des segments de mur

	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 4	Segment 5
L_s (mm)	1 000	1 800	1 100	1 500	1 000
V_{fsj} (N) = $V_f \bullet L_s/\Sigma L_s$	3 125	5 625	3 438	4 688	3 125
V_{sj} (N) = $V \bullet L_s/\Sigma L_s$	1 672	3 009	1 839	2 508	1 672
v_{sj} (N/mm) = V_{sj}/L_s	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
H_s (mm)	3 000	3 000	3 000	3 000	3 000
d (mm)	600	600	600	600	600
EA (N) 2 - 2x6 SPF nº 2	1 080 000	1 080 000	1 080 000	1 080 000	1 080 000
B_v (N/mm)	11 000	11 000	11 000	11 000	11 000
S (mm)	150	150	150	150	150
Charge par clou (N) = $v_{sj} \bullet S$	251	251	251	251	251
e_n (mm)	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
P_D (N) = $P_{top} + q_w L_s/2$	1 250,00	3 350,00	1 925,00	2 275,00	1 650,00
h (mm)	924,00	1 724,00	1 024,00	1 424,00	924,00
T(N) = M/h - 0.9P_D	5 389	3 269	4 733	4 292	5 029
d_a (mm)	0,98	0,59	0,86	0,78	0,91
Calcul de la flèche selon la résistance					
$2v_{sj}H_s^3/3EAL_s$	0,30	0,17	0,27	0,20	0,30
$v_{sj}H_s/B_v$	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
$.0025H_se_n$	1,17	1,17	1,17	1,17	1,17
H_sd_a/L_s	2,93	0,99	2,34	1,56	2,74
Δ_{sw} **Total (mm)**	**4,86**	**2,78**	**4,24**	**3,38**	**4,66**

On remarque que la flèche calculée pour chaque segment de mur n'est pas identique. Cela signifie donc que l'hypothèse d'une répartition de la charge totale au prorata des longueurs de segments n'est pas adéquate. Une approche plus précise consistera à répartir la force de cisaillement selon la rigidité de chacun des segments. On peut déterminer la rigidité des segments comme suit :

$K_j = V_{sj}/\Delta_{swj}$

Par la suite on répartira la force de cisaillement au prorata des rigidités, soit :

$V_{sj} = V \times K_j / \Sigma K_j$

Le **tableau 17** représente les nouveaux résultats, basés cette fois-ci sur la rigidité des segments. Il s'agit d'une approche itérative.

TABLEAU 17 • Flèche des segments de mur calculée au prorata des rigidités des segments de mur (itération 1)

	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 4	Segment 5
K_j (N/mm) = V_{sj}/Δ_{swj}	344,29	1082,72	433,96	741,63	358,77
V_{sj} (N) = V x $K_j/\Sigma K_j$	1244	3912	1568	2680	1296
v_{sj} (N/mm) = V_{sj} / L_s	1,24	2,17	1,43	1,79	1,30
V_{fsj} (N) = V_f x K_j /ΣK_j	2325	7312	2931	5009	2423
Charge par clou (N) = v_{sj} • S	187	326	214	268	194
e_n (mm)	0,12	0,21	0,13	0,17	0,12
T (N) = M/h - 0.9P_D	3722	5154	3780	4727	3565
d_a (mm)	0,68	0,93	0,69	0,86	0,65
Calcul de la flèche selon la rigidité					
$2v_{sj}H_s^3/3EAL_s$	0,22	0,22	0,23	0,21	0,23
$v_{sj}H_s/B_v$	0,34	0,59	0,39	0,49	0,35
$0,0025H_se_n$	0,89	1,60	1,00	1,26	0,92
H_sd_a/L_s	2,03	1,56	1,87	1,71	1,94
Δ_{sw} Total (mm)	**3,48**	**3,97**	**3,49**	**3,67**	**3,45**

On remarque que les flèches obtenues sont moins variables d'un segment de mur à l'autre. Pour une plus grande précision, on peut faire une autre itération (**tableau 18**).

TABLEAU 18 • Flèche des segments de mur calculée au prorata des rigidités des segments de mur (itération 2)

	Segment 1	Segment 2	Segment 3	Segment 4	Segment 5
K_j (N/mm) = V_{sj}/Δ_{swj}	357,52	985,32	449,14	729,86	375,96
V_{sj} (N) = V x $K_j/\Sigma K_j$	1320	3638	1658	2695	1388
v_{sj} (N/mm) = V_{sj} / L_s	1,32	2,02	1,51	1,80	1,39
V_{fsj} (N) = V_f x K_j /ΣK_j	2 468	6 800	3 100	5 037	2 595
Charge par clou (N) = v_{sj} • S	198	303	226	269	208
e_n (mm)	0,12	0,19	0,14	0,17	0,13
T (N) = M/h - 0.9P_D	4018	4582	4098	4766	3924
d_a (mm)	0,73	0,83	0,74	0,86	0,71
Calcul de la flèche selon la rigidité					
$2v_{sj}H_s^3/3EAL_s$	0,24	0,20	0,24	0,21	0,25
$v_{sj}H_s/B_v$	0,36	0,55	0,41	0,49	0,38
$0,0025H_se_n$	0,94	1,46	1,05	1,27	0,98
H_sd_a/L_s	2,19	1,39	2,03	1,73	2,14
Δ_{sw} Total (mm)	**3,72**	**3,59**	**3,74**	**3,70**	**3,74**

On obtient alors une flèche moyenne de **3,7 mm, soit ≤ 6,0 mm** (3 000 mm / 500, 4.1.3.5.3 CNB 2010).

En distribuant les effets du cisaillement selon la rigidité des segments de mur de refend, on constate que le segment n° 2 est le plus sollicité linéairement, soit 6 800 N/1 800 mm = 3,78 N/mm. Selon le **tableau 14**, avec des colombages de murs en SPF n° 2 espacés à 406 mm :

v_r = 4,02 kN/m ≥ 3,78 kN/m, acceptable

6.5 Effets combinés des charges sur les connecteurs

6.5.1 Étriers spécialisés

Les différents catalogues d'étriers spécialisés indiquent des résistances selon plusieurs directions. Il faut prendre bonne note que ces résistances ne peuvent pas être utilisées à leur maximum de façon simultanée, c'est-à-dire dans toutes les directions en même temps. Une formule d'interaction doit être utilisée. La **figure 66** montre deux exemples de notes à cet effet.



Les résistances pondérées pour plus d'une direction d'une seule connexion ne peuvent être additionnées ensemble. Une charge pondérée qui peut être divisée en composantes dans les directions données doit être évaluée de la façon suivante :

Soulèvement pondéré/ résistance au soulèvement pondérée + parallèle pondéré à la plaque / parallèle à la résistance pondéré de la plaque + perpendiculaire pondéré à la plaque / Perpendiculaire à la résistance pondérée de la plaque < 1,0.

Il y a trois termes dans l'unité d'équation à cause des trois directions possibles qui existent lorsque de la force est générée sur les tirants pour ouragans. Le nombre de termes qui doivent être pris en considération pour la charge simultanée relève de la décision du concepteur et dépend de la méthode de calcul des forces du vent et de l'utilisation du connecteur à l'intérieur du système structural.



Les résistances pondérées pour plus d'une direction d'une seule connexion ne peuvent être additionnées ensemble. Une charge pondérée qui peut être divisée en composantes dans les directions données doit être évaluée de la façon suivante :

Force de traction pondérée / résistance pondérée à la traction + force de cisaillement pondérée / résistance pondérée au cisaillement ≤ 1,0

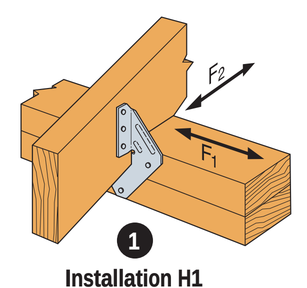
FIGURE 66 • Exemples de notes des compagnies Simpson Strong-Tie et USP

Par exemple, vérifier l'attache H1 de Simpson StrongTie (**figure 67**) avec les conditions suivantes à l'appui :

Force de soulèvement = 1,8 kN
Force parallèle au mur (F1) = 0,4 kN
Force perpendiculaire au mur (F2) = 0,2 kN
Fermes et sablières en épinette-pin-sapin (SPF)

Selon la formule d'interaction, on aura :

(1,8 kN / 3,02 kN) + (0,4 kN / 2,16 kN) + (0,2 kN / 0,96 kN) = 0,99 ≤ 1,0, acceptable



Modèle Nº	Ca	Attaches			Résistance pondérée (K_D =1,15)					
					Douglas de Menzies			S-P-F		
		Aux chevrons / fermes	Sur la sablière	Aux montants	Soulèvement	Latérale		Soulèvement	Latérale	
						F_1	F_2		F_1	F_2
					lbs	lbs	lbs	lbs	lbs	lbs
					kN	kN	kN	kN	kN	kN
H1	18	6-8dx1½	4-8d	—	740	685	300	680	485	215
					3,29	3,05	1,33	3,02	2,16	0,96

FIGURE 67 • Ancrage H1 de Simpson Strong-Tie

6.5.2 Murs de refend

Le même principe de l'effet combiné des charges peut s'appliquer aux murs de refend. Les résistances données au chapitre 9 de la norme CSA O86 pour les murs de refend sont pour des charges latérales uniquement. Si le mur de refend doit aussi servir au transfert des charges de soulèvement comme illustré à la **figure 68**, une réduction de la résistance en cisaillement du mur de refend devrait alors s'appliquer. À noter que la norme CSA O86 ne fournit pas d'information à ce sujet. La directive proposée ci-dessous est donc à titre indicatif seulement, et le calcul du mur de refend pour tenir compte des charges de soulèvement est laissé au jugement du concepteur.

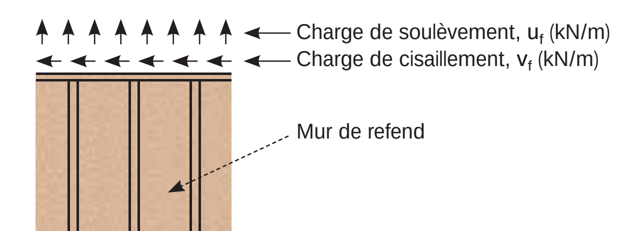


FIGURE 68 • Mur de refend soumis à des charges de soulèvement et de cisaillement

Cette situation survient, par exemple, lorsque les fermes de toit ont des réactions de soulèvement dues au vent et sont fixées uniquement à la sablière du mur. Le transfert des réactions de soulèvement de la sablière vers les colombages doit se faire par l'intermédiaire du revêtement de mur. Par conséquent, le clouage du revêtement de mur est alors sollicité dans deux directions, soit verticalement et horizontalement (**figure 69**). Nous aurons alors :

$F_r = \sqrt{(u_f^2 + v_f^2)}$

$F_r \leq$ résistance en cisaillement du mur de refend

On se sert du **Tableau 14** intitulé **Résistance pondérée au cisaillement des murs de refend** pour choisir le type de clous et de colombages ainsi que les espacements qui satisfont à la résistance requise au cisaillement.

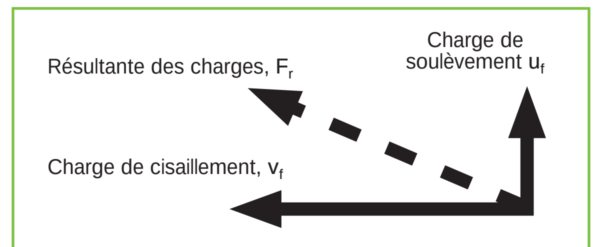


FIGURE 69 • Charges combinées sur les clous

7 Divers

7.1 Retrait et tassement

Point de saturation des fibres : Le bois change progressivement de volume lorsque sa teneur en humidité (TH) devient inférieure à 30 %. C'est ce qu'on désigne par le point de saturation des fibres. Au-dessus de ce point, les parois cellulaires du bois sont saturées d'eau, ce qui influence leur poids mais non leur volume.

Teneur hygrométrique d'équilibre (THE) : La THE est l'état atteint par le bois lorsqu'il est exposé pendant une longue période à un certain niveau d'humidité relative de l'air ambiant. Selon les saisons et les régions, le bois réagira à son environnement en faisant varier sa teneur en humidité dans une fourchette allant de 7 % à 15 %.

Bois sec (étampe S-Dry) : Pour minimiser les effets du séchage, il faut utiliser du bois dont on a abaissé suffisamment la teneur en eau pour se rapprocher de la THE prévue en service. Pour ce faire, on assèche en autoclave les pièces brutes de faible épaisseur de 2x3 à 2x12. L'étampe S-Dry atteste qu'au moment du rabotage final, la teneur en humidité (TH) des sections ne dépassait pas 19 %, ce qui est le maximum acceptable en charpente de bois préfabriquée. Quant aux produits collés (poutres en bois lamellé-collé, semelles des poutrelles en I) qui utilisent surtout le bois MSR dans leur production, la TH s'établit autour de 12 % à 15 % afin de mieux contrôler le processus de collage.

Le retrait : Lorsque le bois s'assèche en bas du point de saturation, les parois des cellules se contractent et produisent du retrait.

Pour chaque réduction de 1 % dans la teneur en humidité (TH) en deçà du point de saturation des fibres, les valeurs suivantes peuvent être utilisées pour calculer le retrait :

Coefficient de retrait transversal : 0,002

Coefficient de retrait longitudinal : 0,00005

Le pourcentage maximal de TH pour du bois sec (KD) est de 19 %, bien que la moyenne se situe généralement autour de 15 %. En hiver, on peut estimer que la teneur en humidité à l'équilibre (THE) minimale du bois à l'intérieur d'un bâtiment chauffé sera d'environ 7 %, ce qui peut représenter une variation de l'ordre de 12 % entre la TH maximale de départ et la TH minimale en service (19 % à 7 %).

Par exemple, prenons un mur à colombages de 2x6 de 2 470 mm de hauteur situé à l'intérieur d'un bâtiment chauffé. Si le mur est composé de 2 sablières au sommet et d'une lisse à la base, on peut estimer le retrait potentiel du mur de la façon suivante :

Retrait transversal des lisses et sablières :
3 x 38 mm x (19 – 7) x 0,002 = 2,7 mm

Retrait longitudinal des colombages :
2 356 mm x (19 – 7) x 0,00005 = 1,4 mm

retrait total du mur : 2,7 mm + 1,4 mm = 4,1 mm

Déformation élastique due aux charges : Le retrait est responsable en grande partie du tassement total des bâtiments en bois. Cependant, sous l'effet des charges gravitaires, les éléments de charpente, tels que les murs et les poteaux, se compriment et se déforment. Cette déformation est généralement négligeable. Toutefois, pour une évaluation plus exacte du tassement total prévu d'un bâtiment, le concepteur peut estimer cette déformation en utilisant l'équation de base pour les déformations élastiques des éléments comprimés, soit :

$\Delta = PL / EA$

Δ : déformation, mm

P : charge appliquée, N

L : longueur de l'élément, mm

E : module d'élasticité, N/mm^2

A : aire de la section, mm^2

Par exemple, en reprenant l'exemple précédent et en appliquant une charge de 20 kN sur chaque colombage, on pourrait estimer la déformation élastique de la façon suivante :

Pour du bois SPF n° 2, le module d'élasticité selon le CSA O86 est : E = 9 500 MPa (parallèle aux fibres du bois). Le module d'élasticité perpendiculaire aux fibres du bois peut être estimé à environ E / 16, soit : 600 MPa

Déformation du colombage :
(20 000 x 2 356) / (9 500 x 140 x 38) = 0,9 mm

Déformation des lisses et sablières :
(20 000 x 3 x 38) / (600 x 140 x 38) = 0,7 mm

Exemple de calcul du retrait total sur un bâtiment de 4 étages :

Dans le cas d'un mur extérieur d'un bâtiment chauffé, on peut estimer une THE minimale du bois à 8 %. Le calcul du retrait total sur un mur extérieur d'un immeuble de 4 étages (**figure 70**) dépendra de la teneur en humidité des éléments de bois du mur au moment de la construction. Dans le premier exemple, nous utilisons la TH maximum de 19 % qui est permise lors de la mise en œuvre, alors que dans le deuxième exemple, on la limite à 12 % pour les sablières et les lisses et 15 % pour les colombages. Cette teneur en humidité (TH) est disponible avec certains approvisionnements de bois MSR 2100 de sections 2x4 et 2x6. La TH des solives de rive et des revêtements de contreplaqué varie entre 6 % et 12 % à la fabrication. Pour notre exemple nous utiliserons une TH de 8 % à l'installation.

TABLEAU 19 • Résultat du calcul du tassement dans un mur

1er Exemple de calcul du tassement dû au séchage							
Quantité	Matériaux	Dimension verticale (mm.)	Coefficient de retrait	Teneur en humidité (TH)		Δ TH	Retrait (mm.)
				à l'installation	en service		
4	Sablière double 2-2x6	304	0,002	19 %	8 %	11 %	6,7
5	Lisse basse 1-2x6	190	0,002	19 %	8 %	11 %	4,2
4	Rive OSB 1-1/8" x 11-7/8"	1 206	0,002	8 %	8 %	0 %	0,0
4	Contreplaqué 3/4"	76	0,002	8 %	8 %	0 %	0,0
4	Colombages 2x6 x 7'-9¼"	9 474	0,00005	19 %	8 %	11 %	5,2
						TOTAL	16,1

2e Exemple de calcul du tassement dû au séchage							
Quantité	Matériaux	Dimension verticale (mm.)	Coefficient de retrait	Teneur en humidité (TH)		Δ TH	Retrait (mm.)
				à l'installation	en service		
4	Sablière double 2-2x6	304	0,002	12 %	8 %	4 %	2,4
5	Lisse basse 1-2x6	190	0,002	12 %	8 %	4 %	1,5
4	Rive OSB 1-1/8" x 11-7/8"	1 206	0,002	8 %	8 %	0 %	0,0
4	Contreplaqué 3/4"	76	0,002	8 %	8 %	0 %	0,0
4	Colombages 2x6 x 7'-9¼"	9 474	0,00005	15 %	8 %	7 %	3,3
						TOTAL	7,3

Le tassement possible sur le mur extérieur de 4 étages de haut est d'environ 16 mm (5/8 po) dans le 1er exemple. Dans le 2e exemple, on obtient environ 7 mm (5/16 po), soit 55 % de moins.

Sablière double 2x6
Lisse basse 2x6
Rive 1-1/8 po
Colombage 2x6
Hauteur 8,15 pi

FIGURE 70 • Bâtiment de 4 étages

Le phénomène du retrait doit être pris en considération pour contrer son effet sur les autres éléments moins variables d'un immeuble, comme les parements de briques, les cages d'ascenseurs en maçonnerie, les installations de plomberie, etc. On limite les problèmes potentiels de tassement différentiel par des joints de construction flexibles avec les éléments de maçonnerie et de plomberie ainsi que par des ancrages de retenue spéciaux (**figure 32**) dans les murs de refend.

Le gonflement: Certains produits de bois d'ingénierie utilisent le procédé du déroulage pour produire des placages ou des copeaux allongés, comme ceux utilisés pour produire les poutres LVL, PSL, LSL et les panneaux de contreplaqué ou d'OSB. Leur procédé de fabrication exige un apport de chaleur intense de sorte qu'à la sortie de l'usine, leur teneur en humidité (TH) peut être aussi basse que 3% à 7%. Ces produits sont généralement enduits d'un scellant afin de retarder l'absorption d'humidité. Néanmoins, l'absorption d'humidité peut entraîner un effet de gonflement. En général, on doit laisser un jeu de 2 mm entre les rebords adjacents des panneaux pour contrôler leur gonflement potentiel.

7.2 Logiciels

Les concepteurs ont à leur disposition de nombreux outils de calcul et logiciels spécialisés. Voici quelques références:

Calculatrices cecobois (onglet «Outils de calcul»):
www.cecobois.com
Applications mobiles aussi disponibles sur Apple Store

Logiciel WoodWorks du Conseil canadien du bois:
www.cwc.ca

Logiciel ADA de Graitec: www.graitec.ca

Logiciel SAFI Bois de la Société Informatique SAFI Inc:
www.safi.com

7.3 Degré de résistance au feu

Les exigences concernant le degré de résistance au feu (DRF) que doivent satisfaire les différentes composantes des bâtiments sont données aux parties 3 et 9 du CNBC selon le type et la dimension du bâtiment. Le DRF des systèmes de toit, de plancher et de murs peut être déterminé de trois façons:

1) Par essai normalisé conforme à la norme CAN/ULC–S101 (ULC, 2007);
2) Selon les tableaux A-9.10.3.1.B de la division B du CNBC;
3) Selon l'annexe D de la division B du CNBC.

De plus, dans certains cas, le CNB exige que des coupe-feu soient installés afin de compartimenter les vides de construction horizontaux. Par ailleurs, les matériaux utilisés pour diviser les vides de construction doivent être évalués conformément à la norme ULC S101. Les panneaux de gypse d'au moins 12,7 mm (½ po) sont exclus de cette exigence à la condition que tous les joints aient un support continu. Ainsi, une ferme auto-portante servant de coupe-feu devra alors être conçue de manière à y intégrer des éléments de bois non structuraux entre les membrures d'âme pour procurer un fond de clouage à tous les joints (verticaux et horizontaux) des panneaux de gypse. On retrouve au lien suivant les degrés de résistance au feu selon la norme ULC pour plusieurs détails de construction:

http://database.ul.com/cgi-bin/XYV/template/LISCANADA/1FRAME/gbxuvhelp.html

8 Fabricants

Il existe plusieurs fabricants de fermes de toit, de poutrelles de plancher et de murs en bois au Québec. Tous ces fabricants possèdent leur propre service technique, leur documentation et leurs logiciels de conception. Le service technique offert par les divers fabricants va de l'assistance technique lors de la conception aux plans techniques signés et scellés par un ingénieur, en passant par la formation, etc. Contactez les fabricants afin d'obtenir de plus amples renseignements à propos de leurs services.

Vous retrouverez la liste complète des membres de l'Association des fabricants de structures de bois (AQFSB) au lien suivant :

http://www.aqfsb.ca/rpt_fermes_poutrelles.htm

9 Références

APA (2007). *Diaphragms and Shear Walls Design/Construction Guide* (Form No L350A), Tacoma, Washington, APA – The Engineered Wood Association.

ASTM. (2008b). *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials (E119-08a)*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

Cecobois (2011). *Guide technique sur les fermes de toit légères pour la construction commerciale*. Québec, Centre d'expertise sur la construction commerciale en bois.

CNRC. (2010a). *Code national du bâtiment - Canada 2010 - Volume 1*. Ottawa, Ontario : Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (2010b). *Code national du bâtiment - Canada 2010 - Volume 2*. Ottawa, Ontario : Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (1998). *Guide de l'utilisateur - CNB 1995 : Maisons et petits bâtiments (Partie 9)*. Ottawa, Ontario : Conseil national de recherches du Canada.

CNRC. (2006). *Guide de l'utilisateur - CNB 2005 : Commentaires sur le calcul des structures (partie 4 de la Division B)*. Ottawa, Ontario : Conseil national de recherches du Canada.

CSA. (2009). *CSA O86-09 : Règles de calcul des charpentes en bois*. Mississauga, Ontario : Norme CSA.

CWC (2005). *Introduction to Wood Design*. Ottawa, Ont., Canada : Canadian Wood Council.

CWC. (2009). *Engineering Guide for Wood Frame Construction*. Ottawa, Ont., Canada : Canadian Wood Council.

CWC (2010). *Wood Design Manual*. Ottawa, Ont., Canada : Canadian Wood Council.

LRQ. (2010). *Loi sur les ingénieurs (L.R.Q., chapitre I-9)*. Québec, Qc : ministère de la justice du Québec.

NLGA. (2012). *Règles de classification pour le bois d'oeuvre canadien*. Surrey, C.B., Canada : Commission nationale de classification des sciages.

TPIC. (2007). *Truss Design Procedures and Specifications for Light Metal Plate Connected Wood Trusses*. Truss Plate Institute of Canada.

ULC. (2007). *Méthodes d'essai normalisées de résistance au feu pour les bâtiments et les matériaux de construction (ULC S101)*. Toronto, Ontario : Underwriters's Laboratories of Canada.

Ressources naturelles
Québec





Dépôt légal Bibliothèque nationale du Québec
Dépôt légal Bibliothèque nationale du Canada

Juillet 2013



Centre d'expertise
sur la construction
commerciale en bois

www.cecobois.com